

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

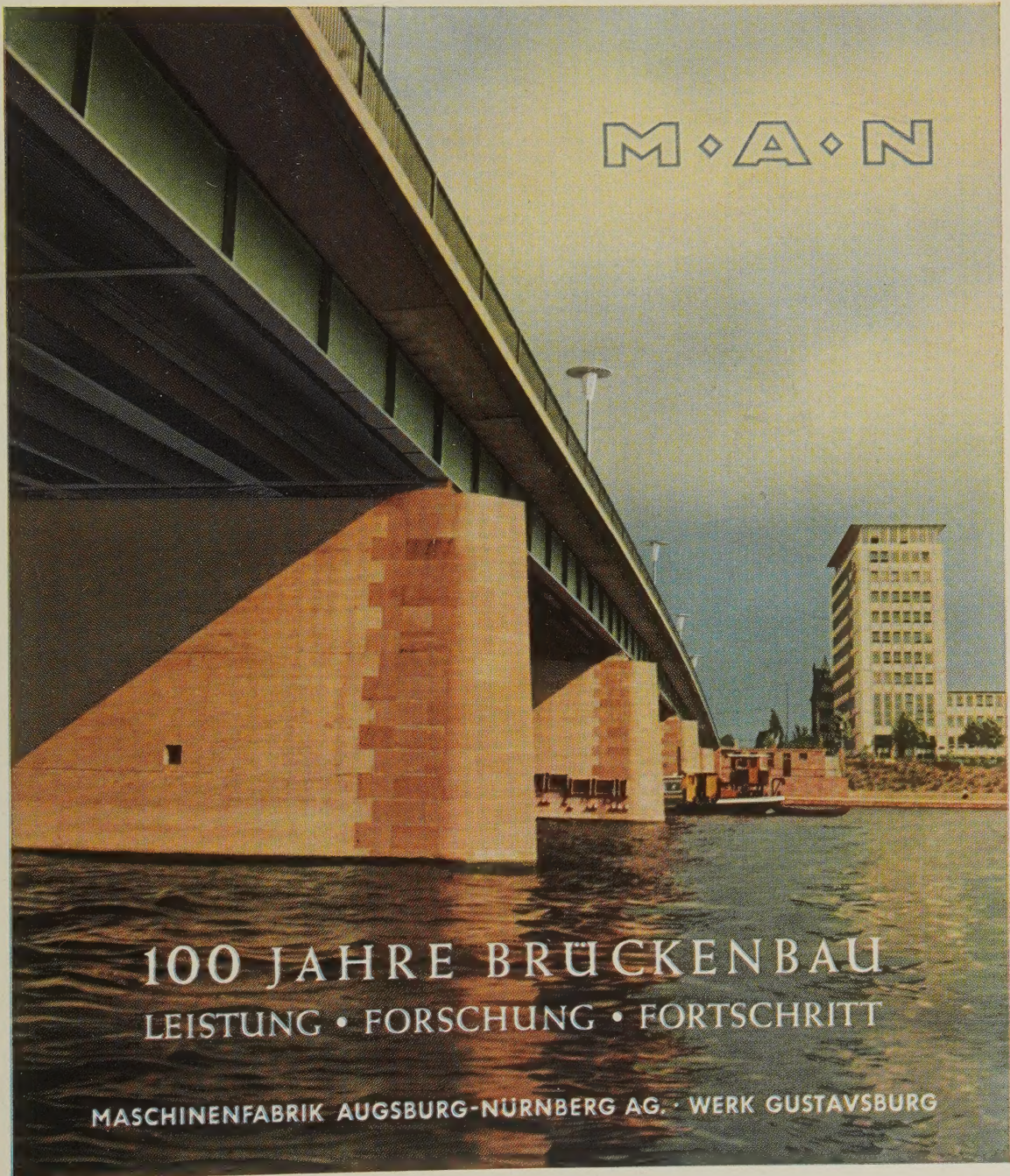
HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

29. JAHRGANG

JULI 1954

HEFT 7



DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21 b) Dortmund, Plauener Straße 44,

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. für die Schriftleitung werden erbeten an die Schriftleitung „DER BAUINGENIEUR“, **Professor Dr.-Ing. F. Schleicher** (21 b) Dortmund, Plauener Straße 44.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Zeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 9,— (Einzelheft DM 3,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 7,20 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, im Bundesgebiet auch jedes Postamt, entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin W 35, Reichpietschufer 20,
Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,
Fernsprecher: 24 40 und 54 30.

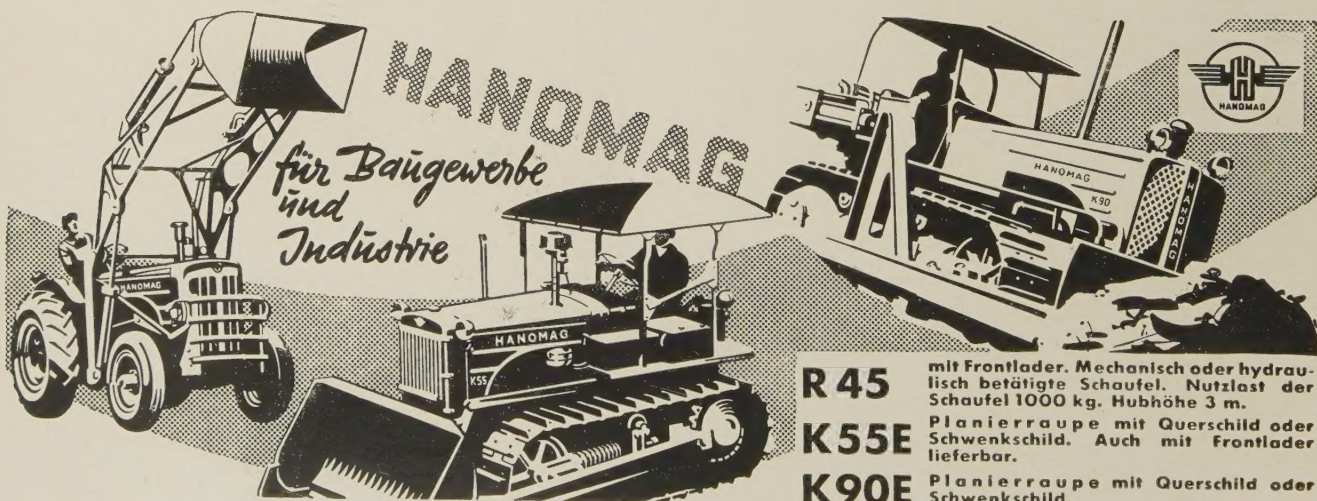
Vertriebs-Vertretung im Ausland:

Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 242 Marylebone Road,
London, N.W. 1.

INHALT:

Verbundträger mit elastischer und unterbrochener Verdübelung. Von Dr.-Ing. A. Hoischen, Herne	241
Föttinger-Übertragungen in Verbindung mit Dieselmotoren zum Antrieb von Baumaschinen. Von Obering. a. D. Dipl.-Ing. E. Rathsmann, München	244
Die Berechnung von Industrieschornsteinen mit Fuchsöffnungen. Von Dr.-Ing. W. Fuchssteiner, Darmstadt	247
Durchbiegungsvorschriften und Schwingungsverhalten von Brücken. Von Dipl.-Ing. W. Pfaff, Mainz-Kastel	249
Kurze Technische Berichte:	
Wiederaufleben des Baues von Steinschüttddämmen in den Vereinigten Staaten	254
Billigere Auskleidungen von Bewässerungskanälen	256
Tieferlegung eines Gasleitungsdükers im Betriebe	257

Pneuwalzen sparen Kosten und Zeit bei Erd- und Steindämmen	258
Setzungen und Sickerströmung des Clark Hill Dammes	260
Tragfähigkeit und plastisches Verhalten von Stahlbetonbalken im Langzeitversuch	261
Wiederherstellungsarbeiten im Hafen von London	262
Der Ausbau der Wasserkräfte Finnlands	263
Brucherscheinungen von Beton unter kombinierter Druck- und Zugbeanspruchung	264
Unterirdische Garage in Los Angeles	264
Verfestigung von Lößboden durch Löß-Injektionen	266
Buchbesprechungen und Neuerscheinungen	267
Verschiedenes	270



HANDMAG
für Baugewerbe
und Industrie

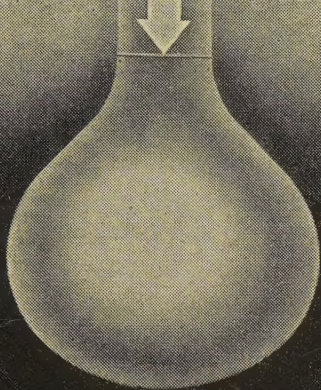
R 45 mit Frontlader. Mechanisch oder hydraulisch betätigte Schaufel. Nutzlast der Schaufel 1000 kg. Hubhöhe 3 m.

K 55E Planierdraupe mit Querschild oder Schwenschild. Auch mit Frontlader lieferbar.

K 90E Planierdraupe mit Querschild oder Schwenschild.

LORENZ

BETON-BOHRPFAHL



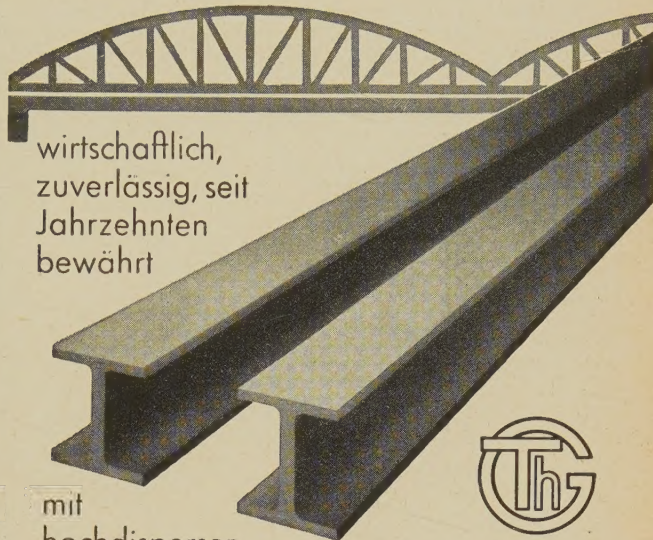
bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen

ALLGEMEINE BAUGESSELLSCHAFT
LORENZ & CO. M. B. H.
BERLIN-WILMERSDORF

LORENZ-BAU
G. M. B. H.
ISERLOHN

ALLGEMEINE BAUGESSELLSCHAFT
LORENZ & CO.
LÜBECK · HAMBURG · KIEL

KORROSIONSSCHUTZ



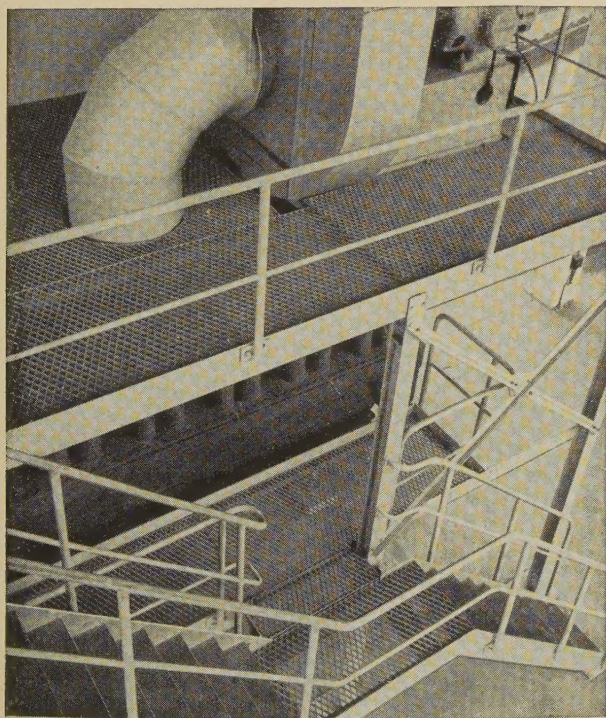
wirtschaftlich,
zuverlässig, seit
Jahrzehnten
bewährt



mit
hochdispenser

TEGO-BLEIMENNIGE

TH. GOLDSCHMIDT A.-G. ESSEN



Diagonal Gitterroste

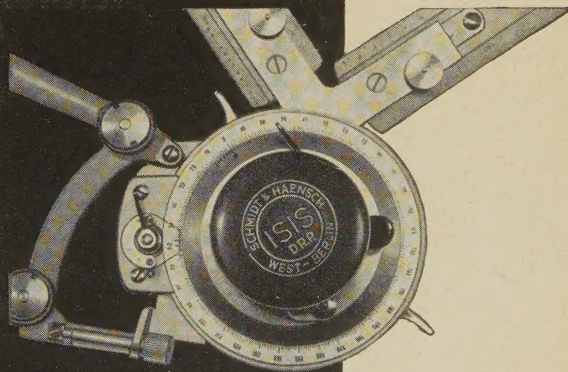
Wilhelm Hähn, Ferndorf

Gegründet 1875

(Kreis Siegen)

Roste- und Apparatbau

DIE NEUEN ISIS- ZEICHENGERÄTE



FORDERN SIE
UNSEREN
PROSPEKT J6a

Vertreternachweis durch den Alleinhersteller

SCHMIDT & HAENSCH · FEINMECHANIK U. OPTIK
BERLIN-SCHÖNEBERG · NAUMANNSTR. 33 · RUF 711625

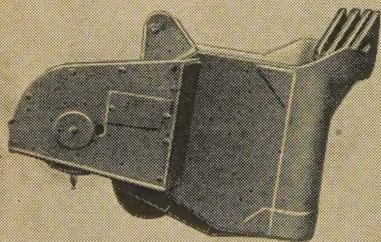
SCHWERES BAUSTAHLGEWEBE

FÜR DIE PILZDECKE
EINER
FABRIK

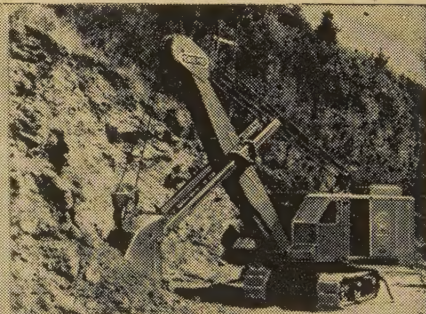
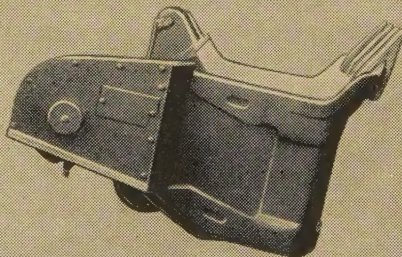


BAUSTAHLGEWEBE GM BH DÜSSELDORF

Für normale Bodenbaggerung wird der **NORMALÖFFEL** mit Stahlgußvorderwand benutzt. Für spezifisch leichtes Material wird er mit vergrößertem Inhalt geliefert.



Kennzeichen des **FELSÖFFELS** ist seine Vorderwand aus Manganhartstahl und die Verwendung stärkeren Materials.



Die schnittigen Löffelformen erleichtern dem Bagger die Arbeit und erzielen die bekannten hohen Leistungen.

MENCK *Fachberatung*

MENCK & HAMBROCK G. m. b. H.
HAMBURG-ALTONA, Große Brunnenstraße 78

Verbundträger mit elastischer und unterbrochener Verdübelung.

Von Dr.-Ing. Anselm Hoischen, Herne.

1. Einleitung.

Bei Verbundträgern werden Teilquerschnitte aus verschiedenen Baustoffen zu einem Biegequerschnitt vereinigt, wobei die Schubkräfte durch Dübel oder dgl. übertragen werden. Die Schubkräfte werden also im Gegensatz zum homogenen Querschnitt auf einzelne Punkte konzentriert, wodurch natürlich dort erhöhte Beanspruchungen und somit auch entsprechende Verformungen entstehen. Auch bei Verwendung sog. Starrdübel sind daher stets elastische Verschiebungen zwischen den Teilquerschnitten zu erwarten und auch durch Versuche nachgewiesen worden, [1] bis [3]. Eine der wesentlichen Annahmen der Biegetheorie, das Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts, ist damit nicht mehr erfüllt, so daß bei Verbundträgern kein eigentlicher Biegequerschnitt, sondern ein durch horizontale elastische Koppelung zweier homogener Querschnitte entstandenes Tragwerk vorliegt.

Bis in die jüngste Zeit ist der Theorie derartiger Tragwerke nur wenig Beachtung geschenkt worden, obwohl sie ganz ähnlich wie die als Theorie der Nietverbindung bekannte Berechnungsweise von elastisch gekoppelten Zug- oder Druckgliedern zu behandeln ist. Die ersten Lösungen für Biegeträger hat Stüssi [4] angegeben, wobei ein Verbundträger zugrunde gelegt wird, dessen Dübel in horizontaler Richtung elastisch nachgiebig, in vertikaler Richtung dagegen unnachgiebig sind. Zwischen den Verdübelungspunkten sollen Platte und Stahlträger unabhängig voneinander verformbar sein. Die Lösung ergibt ein System von Elastizitätsgleichungen, das jedoch wegen der großen Zahl von Unbekannten für die praktische Berechnung von Verbundträgern kaum geeignet ist.

Die übliche Annahme starrer Dübel führt besonders bei der Ermittlung der Schubkräfte aus Axialbelastungen (Temperatur, Schwinden, Vorspannung) zu unwahrscheinlichen Ergebnissen, da dann die gesamte Normalkraft vom Enddübel allein aufzunehmen ist. Aus diesem Grunde hat Eilers [5] die Nachgiebigkeit der Verdübelung berücksichtigt und eine nach einer Exponentialfunktion abklingende Schubkraftverteilung erhalten.

In der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Technischen Hochschule Karlsruhe wurden dann im Rahmen eines Versuchsprogramms des Deutschen Stahlbauverbandes Untersuchungen an elastischen Verdübelungen durchgeführt, wobei zur Kontrolle der Meßergebnisse verschiedene Berechnungsformeln auf der Grundlage der Stüssischen Arbeit abgeleitet wurden. Auf der Stahlbautagung 1951 trug Steinhardt [6] einen Teil der theoretischen und experimentellen Ergebnisse vor, aus dem bereits alle wesentlichen Eigenschaften des elastischen Verbundes für Quer- und Axialbelastungen zu erkennen waren. Die hierbei benutzten Ansätze wurden dann vom Verfasser [7] verallgemeinert und weiter ausgebaut.

Unabhängig davon hat Homberg [8] ein Berechnungsverfahren für Verbundträger mit elastischer Verdübelung aus der von ihm entwickelten Theorie der Lastverteilung durch Schubkräfte abgeleitet, dessen Gebrauchsformeln sich als Reihenentwicklungen ergeben. Allerdings ist der Rechenaufwand nicht unerheblich, da nach Angaben Hombergs erst bei bis zu 40 Reihengliedern eine befriedigende Konvergenz gegeben ist. Heilig [9] hat ein weiteres Verfahren angegeben, wobei die Schnittkräfte aus den Verformungen des Verbundträgers ermittelt werden.

2. Anwendungsmöglichkeiten.

Für Verbundträger mit „starrer“ Verdübelung wird üblicherweise die Annahme ebenbleibender Querschnitte beibehalten, so daß für das Verhältnis der Stahl- und Betonspannungen folgende Beziehung gilt (Abb. 1):

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{St}}{n} \cdot \frac{y_b}{y_{St}}$$

Die zulässige Betonspannung ist aber stets geringer als $1/n \cdot \sigma_{St\text{zul}}$, so daß bei gleichzeitiger Ausnutzung der Stahl- und Betonspannung das Verhältnis $y_b/y_{St} < 1$ werden muß, d. h. die

Schwerachse des Verbundquerschnitts muß erheblich höher als die Trägermittellinie liegen. Da die Abmessungen der Betonplatte meist durch ihre Funktion als Fahrbahnplatte oder dgl. festliegen, ist diese Bedingung bei Verbundträgern mit geringem Stahlquerschnitt — also bei kleiner Stützweite — in der Regel erfüllt. Bei größeren Stützweiten muß jedoch der Stahlquerschnitt erheblich größer sein, so daß die Schwerachse vielfach nicht mehr genügend hoch liegt, zumal einer Verstärkung der Betonplatte wegen der Steigerung der ständigen Last Grenzen gesetzt sind. In solchen Fällen wird es dann zunächst möglich sein, durch Verzicht auf eine Verbundwirkung für die ständige Last doch noch eine gleichzeitige Ausnutzung der zulässigen Stahl- und Betonspannungen zu erreichen, wenn auch dadurch die Rißgefahr der Platte vergrößert wird, da die Betonzugspannungen infolge Schwindens des Betons nicht mehr durch ständig wirkende Druckspannungen überlagert werden. Bei großen Stützweiten — die Grenze ist von der Belastung, dem Hauptträgerabstand usw. abhängig — liegt jedoch die Schwerachse des Verbundquerschnitts so tief, daß selbst die Verkehrslast allein eine Überschreitung der zulässigen Betonbeanspruchung bringt. Eine wirtschaftliche Ausführung von Verbundträgern mit durchgehend starrer Verdübelung ist dann nicht mehr möglich. — Bei durchlaufenden Trägern wird außerdem die Betonzugspannung im Bereich der negativen Momente so groß, daß eine Überlagerung durch ständig wirkende Druckvorspannung nur schwer möglich ist.

Zur Beseitigung dieser Schwierigkeiten hat Homberg [8] die Anordnung eines horizontalen elastischen Schubverbandes zwischen Platte und Stahlträger vorgeschlagen, durch den eine elastische Koppelung der beiden Querschnittsteile erreicht werden soll. Gegenüber einer starren Verdübelung werden beim elastischen Verbund die Schubkräfte in der Berührungsfuge vermindert, so daß auch die Normalkräfte der Teilquerschnitte abnehmen, während die Momentenanteile wachsen. Da die Betonplatte im Regelfall — starker Stahlträger mit dünner Platte — hauptsächlich durch Normalkräfte beansprucht wird, werden die Betonspannungen — besonders im Bereich von Spannungsspitzen — vermindert.

Die Vorteile des elastischen Verbundes müssen allerdings durch erheblichen konstruktiven Aufwand erkauft werden, da der Schubverband als zusätzliches Bauelement zwischen Platte und Stahlträger eingefügt werden muß.

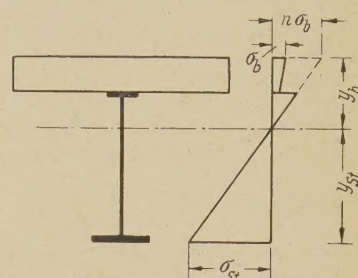


Abb. 1. Spannungsverteilung im Verbundquerschnitt.

Es erscheint daher einfacher, die Abminderung der Normalkraft in der Platte und damit der Betonspannungen durch Unterbrechung der Verdübelung zu erreichen. Bei geeigneter Unterbrechung einer starren Verdübelung werden nämlich im dübelfreien Bereich keine Schubkräfte übertragen, so daß die Betonplatte dort ohne zusätzlichen Aufwand entlastet wird. Die Theorie dieses „unterbrochenen Verbundes“ ist im Abschnitt 4 wiedergegeben.

3. Theorie des elastischen Verbundes.

Um für die praktische Anwendung brauchbare geschlossene Lösungen zu gewinnen, wird bei den folgenden Ableitungen die tatsächlich meist punktförmige Verbindung von Platte und Stahlträger durch eine kontinuierliche Verbindung gleicher Steifigkeit ersetzt. Die Federkonstante dieser elastischen Verbindung sei c [t/cm²], so daß bei einer Schubkraft T_x an der Stelle x eine elastische Verschiebung $\delta = T_x/c$ zwischen Platte und Stahlträger auftritt.

Es wird ein Balkenelement von der Länge dx betrachtet. Für die Berührungsfuge gilt dann die Deformationsbedingung

$$(dx + \Delta dx_{St}) - (dx + \Delta dx_b) = \frac{dT}{c}. \tag{1}$$

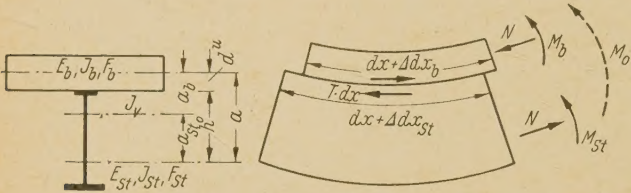


Abb. 2. Verformung eines Trägers mit elastischem Verbund.

Mit den Bezeichnungen Abb. 2 ergibt sich

$$\Delta dx_b = -\frac{N}{E_b F_b} dx + \frac{M_b}{E_b I_b} d^u \cdot dx,$$
$$\Delta dx_{St} = +\frac{N}{E_{St} F_{St}} dx - \frac{M_{St}}{E_{St} I_{St}} h^o \cdot dx,$$

$$\frac{M_b}{E_b I_b} = \frac{M_{St}}{E_{St} I_{St}}; \quad dT = \frac{d^2 N}{dx^2} dx; \quad d^u + h^o = a.$$

Damit lautet Gl. (1)

$$N \left[\frac{1}{E_{St} F_{St}} + \frac{1}{E_b F_b} \right] - \frac{M_{St}}{E_{St} I_{St}} \cdot a = \frac{d^2 N}{c \cdot dx^2}.$$

Führt man noch die sich aus der Gleichgewichtsbedingung $M_0 = M_b + M_{St} + N \cdot a$ ergebende Beziehung:

$$\frac{M_{St}}{E_{St} I_{St}} = \frac{M_b}{E_b I_b} = \frac{M_0 - N \cdot a}{E_{St} I_{St} + E_b I_b} \tag{2}$$

ein, so lautet die Grundgleichung des Problems nach einiger Umformung

$$\frac{d^2 N}{dx^2} - w^2 N + \gamma M_0 = 0. \tag{3}$$

Zur Abkürzung wurde eingeführt

$$w^2 = \frac{c a n I_v}{a_b E_b F_b (I_b + n I_{St})}; \quad \gamma = \frac{c a}{E_b (I_b + n I_{St})}.$$

Als Lösung der Differentialgleichung kann für jeden Belastungsfall unter Beachtung der Randbedingungen eine geschlossene Lösung für den Verlauf der Normalkraft in Platte und Stahlträger sowie der Schubkraft in der Berührungsfuge entwickelt werden. Für die wichtigsten Fälle von Quer- und Axialbelastungen sind diese Gebrauchsforneln nach [7] in Tabelle 1 zusammengestellt.

Mit N_0 bzw. T_0 ist die Normal- bzw. Schubkraft bei durchgehender starrer Verdübelung bezeichnet. Für Zeile 1–3 der Tabelle gilt also

$$N_0 = \frac{F_{St} \cdot a_{St}}{I_v} \cdot M_0; \quad T_0 = \frac{F_{St} \cdot a_{St}}{I_v} \cdot Q,$$

für Zeile 4 (Temperatur) $N_0 = a \Delta t \cdot E_b F_b \frac{a_b (I_b + n I_{St})}{a \cdot n \cdot I_v},$

für Zeile 5 (Vorspannung) $N_0 = P \frac{a_b (I_b + n I_{St})}{a \cdot n \cdot I_v},$

Zeile 2 gibt gleichzeitig die Einflußlinien für die Normal- und Schubkraft an einer beliebigen Stelle x , wobei dann z als unabhängige Veränderliche einzuführen ist.

Tabelle 1.

	Lastfall	Geltungs-Bereich	Normalkraft	Schubkraft
1.		$x \leq l$	$N = N_0 \left[1 - 2 \frac{\text{Cosh } w \frac{l}{2} - \text{Cosh } w \left(\frac{l}{2} - x \right)}{x(l-x) w^2 \cdot \text{Cosh } w \frac{l}{2}} \right]$	$T = T_0 \left[1 - \frac{\text{Sinh } w \left(\frac{l}{2} - x \right)}{\left(\frac{l}{2} - x \right) \cdot w \cdot \text{Cosh } w \frac{l}{2}} \right]$
2.		$x \leq l - z$	$N = N_0 \left[1 - \frac{l \cdot \text{Sinh } w z}{x w z \text{Sinh } w l} \text{Sinh } w x \right]$	$T = T_0 \left[1 - \frac{l \cdot \text{Sinh } w z}{z \cdot \text{Sinh } w l} \text{Cosh } w x \right]$
3.		$x \leq \frac{l}{2}$	$N = N_0 \left[1 - \frac{\text{Sinh } w x}{w x \text{Cosh } w \frac{l}{2}} \right]$	$T = T_0 \left[1 - \frac{\text{Cosh } w x}{\text{Cosh } w \frac{l}{2}} \right]$
4.		$x \leq l$	$N = N_0 \left[1 - \frac{\text{Cosh } w \left(\frac{l}{2} - x \right)}{\text{Cosh } w \frac{l}{2}} \right]$	$T = N_0 \cdot w \frac{\text{Sinh } w \left(\frac{l}{2} - x \right)}{\text{Cosh } w \frac{l}{2}}$
5.		$x \leq l$	$N_{St} = N_0 \left[1 - \frac{\text{Cosh } w \left(\frac{l}{2} - x \right)}{\text{Cosh } w \frac{l}{2}} \right]$ $N_b = P - N_{St}$	$T = N_0 \cdot w \frac{\text{Sinh } w \left(\frac{l}{2} - x \right)}{\text{Cosh } w \frac{l}{2}}$

Nach der Ermittlung der Normalkräfte können die Momentenanteile der Einzelquerschnitte nach Gl. (2) berechnet werden, womit dann sämtliche Schnittkräfte bekannt sind. Der sich aus den angegebenen Formeln ergebende qualitative Verlauf der Normal- und Schubkräfte ist für einige Lastfälle in Abb. 3 dargestellt, wobei jeweils gestrichelt

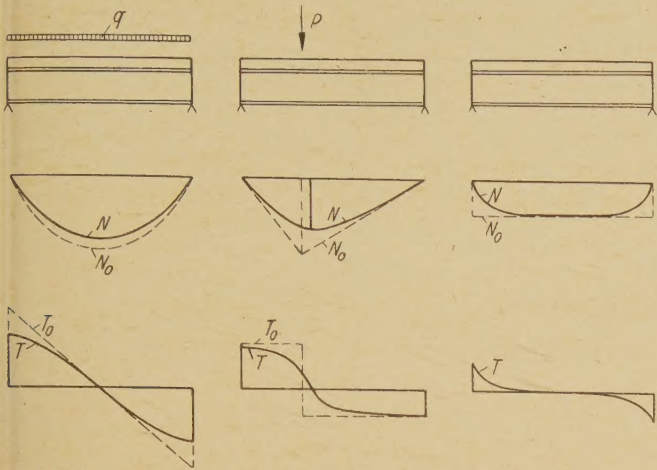


Abb. 3. Normal- und Schubkraftverlauf bei elastischem Verbund.

der Verlauf bei durchgehend starrer Verdübelung eingetragen ist.

Durch die Wirkung einer elastischen Verdübelung werden demnach die Normal- und Schubkräfte stets abgemindert, während die Momentenanteile der Teilquerschnitte entsprechend wachsen. Der Abminderungsfaktor ist über die Trägerlänge veränderlich, so daß eine Proportionalität zwischen Normal- bzw. Schubkraft und dem Biegemoment bzw. der Querkraft auch bei konstantem Querschnitt und gleichbleibender Steifigkeit der Verdübelung nicht mehr bestehen kann. Der Einfluß einer elastischen Verdübelung ist im Bereich von Einzellasten — also bei Momentenspitzen — besonders stark, da dort der bei starrer Verdübelung sprunghafte Verlauf der Schubkraft in einen kontinuierlichen übergehen muß.

Die Änderung der Randspannungen durch die Abminderung der Normalkräfte und die Vergrößerung der Momentenanteile ist je nach den Steifigkeitsverhältnissen von Platte und Stahlträger verschieden. Im Regelfall — $I_b \ll I_{St}$ — nehmen die Betonspannungen ab, während die Stahlspannungen besonders am oberen Rand steigen. Haben dagegen Platte und Stahlträger etwa gleiche Biegesteifigkeit, so werden sich die Beton- und Stahlspannungen erhöhen, so daß dann die Anwendung einer elastischen Verdübelung stets unzweckmäßig ist. In allen Fällen bewirkt die Elastizität der Verdübelung eine allmähliche Einleitung der Temperatur- und Schwindkräfte am Trägerende, wodurch dort eine größere Rißsicherheit der Platte gewährleistet ist. Die Größe dieser Kräfte wird dagegen nicht wesentlich beeinflusst.

4. Theorie des unterbrochenen Verbundes.

Der unterbrochene Verbund ist dadurch gekennzeichnet, daß zur Entlastung der Betonplatte eine starre Verdübelung im Bereich der größten positiven oder negativen

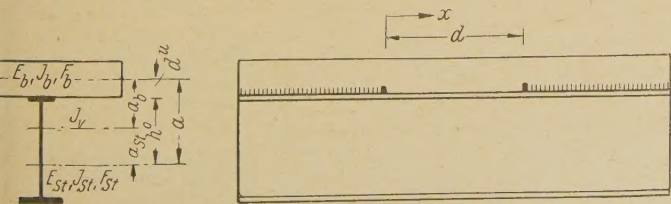


Abb. 4. Verbundträger mit unterbrochener Verdübelung.

Momente unterbrochen wird (s. Abb. 4), so daß dort keine Schubkräfte zwischen Platte und Stahlträger übertragen werden können. Die Normalkraft der beiden Querschnitte muß daher in diesem Bereich konstant sein.

Die Normalkraft im dübelfreien Bereich d ergibt sich aus der Bedingung gleicher Längenänderung Δd für die Beton- und Stahlfasern der Berührungsfuge:

$$\Delta d = -\frac{N}{E_b F_b} \cdot d + \int_{x=0}^{x=d} \frac{M_b}{E_b I_b} \cdot d^u \cdot dx = +\frac{N}{E_{St} F_{St}} \cdot d - \int_{x=0}^{x=d} \frac{M_{St}}{E_{St} I_{St}} \cdot h^o \cdot dx. \tag{4}$$

Da die Biegelinien von Platte und Stahlträger auch im Bereich d übereinstimmen müssen, erhalten die Einzelquerschnitte folgende Momentenanteile

$$M_b = \frac{M_0 - N \cdot a}{E_{St} I_{St} + E_b I_b} \cdot E_b I_b; \\ M_{St} = \frac{M_0 - N \cdot a}{E_{St} I_{St} + E_b I_b} \cdot E_{St} I_{St}. \tag{5}$$

Aus den Gl. (4) und (5) folgt

$$N \cdot d \left[\frac{1}{E_b F_b} + \frac{1}{E_{St} F_{St}} \right] = \int_{x=0}^{x=d} \frac{M_0 - N \cdot a}{E_{St} I_{St} + E_b I_b} \cdot a \cdot dx, \\ N \cdot d \left[\frac{1}{E_b F_b} + \frac{1}{E_{St} F_{St}} + \frac{a^2}{E_{St} I_{St} + E_b I_b} \right] = \frac{a}{E_{St} I_{St} + E_b I_b} \cdot \int_{x=0}^{x=d} M_0 \cdot dx.$$

Nach kurzer Umformung erhält man mit $I_v = I_{St} + F_{St} \cdot a_{St}^2 + 1/n (I_b + F_b \cdot a_b^2)$

$$N = \frac{a_{St} \cdot F_{St}}{I_v} \cdot \frac{1}{d} \int_{x=0}^{x=d} M_0 \cdot dx = \frac{a_{St} \cdot F_{St}}{I_v} \cdot M_{dm}. \tag{6}$$

M_{dm} ist der Mittelwert des äußeren Moments im Bereich d . Im dübelfreien Teil der Trägerlänge tritt somit die gleiche Normalkraft auf, die sich bei durchgehend starrer Verdübelung aus dem mittleren Moment ergeben würde. Ein unterbrochener Verbund ist daher ebenfalls im Bereich von Einzellasten (z. B. über den Stützen von Durchlaufträgern) besonders wirksam, da dort das mittlere Moment wesentlich kleiner als das Maximalmoment ist. Gl. (6) gilt in allgemeiner Form für jede Art von Querbelastungen. Die übrigen Schnittkräfte sind nach Gl. (5) zu ermitteln.

Bei querkraftfreien Axialbelastungen (Temperatur, Schwinden, Vorspannung) hat eine unterbrochene Verdübelung keinen Einfluß auf die Schnittkräfte, da die gesamten Schubkräfte am Trägerende also im Bereich der starren Verdübelung übertragen werden.

5. Kritische Betrachtung der beiden Bauweisen.

Ein Vergleich des elastischen und unterbrochenen Verbundes kann auf Verbundträger mit hohem Stahlträger und dünner Betonplatte beschränkt werden, da sich bei etwa gleicher Biegesteifigkeit der Teilquerschnitte die Beton- und Stahlspannungen durch eine elastische oder unterbrochene Verdübelung erhöhen, so daß die Anwendung derartiger Bauweisen keinerlei Vorteil bringen würde. In dem genannten Regelfall ist die Betonplatte fast ausschließlich durch Normalkräfte beansprucht. Die geringen Momentenanteile der Platte können daher bei dem folgenden Vergleich unbeachtet bleiben. Durch geeignete Wahl der Steifigkeit der Verbindung von Platte und Stahlträger bzw.

der Länge des dübfelfreien Bereichs wird es stets möglich sein, die Normalkraft in der Platte so weit zu vermindern, daß die zulässige Betonbeanspruchung gerade erreicht wird. Bei gleichem Maximalwert der Normalkraft stellt dann das Integral der Normalkraft über die gesamte

Trägerlänge $\left(\int_0^l N \cdot dx\right)$ ein Kriterium für die Wirtschaftlichkeit einer Bauweise dar. Der Verlauf der Normalkraft ist in Abb. 5 für starren, unterbrochenen und elastischen Verbund bei Belastung durch eine mittige Einzellast dargestellt.

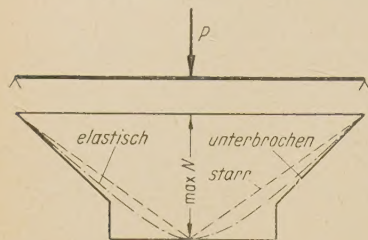


Abb. 5. Normalkraftverlauf bei starrem, elastischem und unterbrochenem Verbund.

Abb. 5 zeigt, daß sich die Betonplatte beim unterbrochenen Verbund am besten an der Kraftaufnahme beteiligt, d. h. bei gleichem Stahlquerschnitt in Trägermitte ergeben sich beim unterbrochenen Verbund die kleinsten, beim durchgehend starren Verbund die größten Lamellenlängen des Stahlträgers. Bei anderen Querbelastungen ergeben sich ähnliche Verhältnisse. Der unterbrochene Verbund erfordert also den geringsten Stahlaufwand, zumal wenn man berücksichtigt, daß der elastische Verbund zusätzlichen Aufwand für einen Schubverband oder dgl. be-

dingt. Allerdings hat der unterbrochene Verbund den Nachteil, die Einleitung der Normalkräfte aus Axialbelastungen am Trägerende nicht zu verbessern.

Bei der praktischen Anwendung der besprochenen Bauweisen wird stets das Problem zu lösen sein, die vorgesehene Verschieblichkeit der Platte tatsächlich zu verwirklichen, d. h. eine Haftung in der Berührungsfuge auszuschalten. Es wird daher wichtig sein, durch entsprechende Versuche geeignete Zwischenlagen zu finden, die ein Gleiten der Betonplatte auf dem Stahlträger ermöglichen. Eine unbeabsichtigte Haftung würde zwar die Tragfähigkeit des Verbundträgers nicht verringern, da bei steigender äußerer Last stets die Haftung überwunden wird, bevor die Bruchfestigkeit des Betons erreicht ist. Wird aber ein elastischer bzw. unterbrochener Verbund im Bereich negativer Momente zur Verminderung der Betonzugspannungen verwendet, so könnte eine auftretende Haftung zwischen Platte und Stahlträger zur Reißbildung in der Betonplatte führen. In diesen Fällen kommt somit der Ausschaltung der Haftung erhöhte Bedeutung zu.

Literatur.

1. EMPA-Bericht Nr. 149, Zürich 1944.
2. C. P. Siess: Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. 74 (1948) S. 305.
3. O. Graf: Bauingenieur 25 (1950) S. 297.
4. F. Stüssi: Abh. Int. Ver. Brückenbau Hochbau 8 (1947) S. 249.
5. H. Eilers: Beton u. Stahlbetonbau 44 (1950) S. 62.
6. O. Steinhardt: Abh. Stahlbau, Heft 10, Bremen-Horn 1951, S. 70.
7. A. Hoischen: Diss. TH. Karlsruhe 1952.
8. H. Homberg: Bauingenieur 27 (1952) S. 213.
9. R. Heilig: Stahlbau 22 (1953) S. 104.

Föttinger-Übertragungen in Verbindung mit Dieselmotoren zum Antrieb von Baumaschinen.

Von Obering. a. D. Dipl.-Ing. E. Rathsmann, Beratender Ingenieur, München.

Die Föttinger-Übertragungen sind die einzigen bekannten hydrodynamischen Kraftübertragungen. Sie eignen sich für alle Leistungsaufnahmen bis zu den höchsten Drehzahlen unter Verwendung von Ölen, Wasser und Schwerflüssigkeiten als Betriebsmittel und sind zu unterteilen in Kupplungen, Wandler und Getriebe. Der allgemeine Maschinenbau verwendet sie zur stufenlosen Regelung, Stoßaufnahme und Schwingungsdämpfung¹.

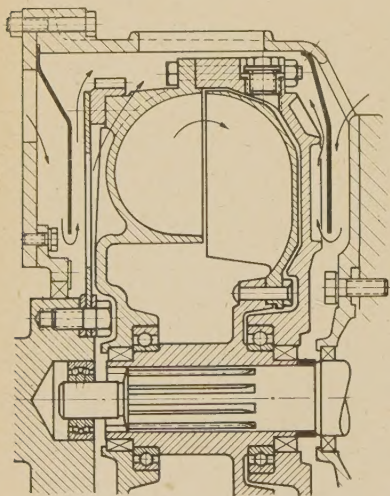


Abb. 1. Schnitt durch eine Voith-Turbokupplung für Straßen- und Schienenfahrzeuge. Rechts: vom Verbrennungsmotor; links: zum Getriebe.

nem gemeinsamen Gehäuse unterbrachte. Sofern noch ein feststehendes Leitrad vorhanden ist, kann das Drehmoment am Pumpen- und Turbinenrad verschieden groß sein, d. h. eine Drehmomentwandlung nach Art eines Übersetzungsgetriebes stattfinden, weil durch das Leitrad eine Differenz zwischen An- und Abtriebsdrehmoment aufgenommen werden kann.

Bei einer nicht regelbaren Strömungskupplung (Turbo-
kupplung) fehlt das Leitrad. Sie besteht aus dem Pumpenrad (Primärrad), das vom Dieselmotor angetrieben wird, und dem Turbinenrad (Sekundärrad), das mit dem Getriebe der Arbeitsmaschine verbunden ist. Irgend-
eine feste Verbindung mit der Umgebung, durch die ein Drehmoment an diese übertragen werden könnte, besteht nicht. Infolge dieses Aufbaues entwickelt die Turbokupplung erst bei hohen Drehzahlen eine genügende Übertragungsfähigkeit und stellt den Kraftschluß her. Der Verbrennungsmotor hat andererseits den Mangel, unter einer gewissen Drehzahl kein Drehmoment mehr entwickeln zu können. Die Turbokupplung ist damit eine wertvolle Ergänzung des Verbrennungsmotors zu einem vollkommenen Antrieb. Sie ist ein elastisches Glied zwischen Motor und Getriebe, das unvermeidbare, ruckartige Beanspruchungen vom Arbeitsgerät fernhält und das Getriebe vor den bei plötzlichem Abbremsen des Motors freiwerdenden Kräften aus dem Schwungrad schützt. Die Größe der Turbokupplung wird

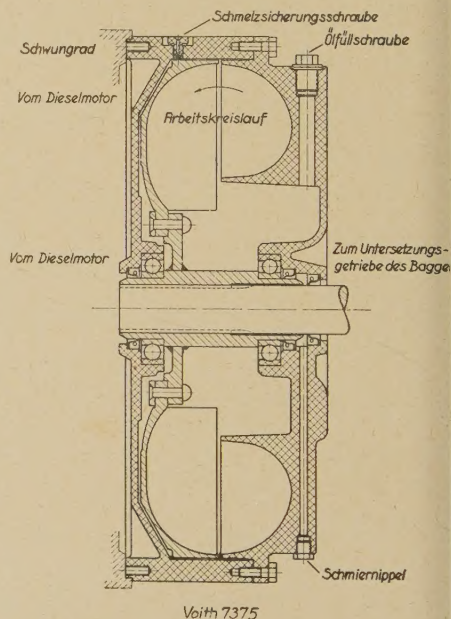


Abb. 2. Schnitt durch eine Voith-Turbokupplung für O & K-Dieselbagger.

¹ W. Stephan: Z. VDI, Heft 2 (1952) S. 50—58.

so festgelegt, daß das Normaldrehmoment bei 2—3 % Schlupf übertragen wird. Das Gehäuse, das die Kupplung umgibt, muß zum Abführen der Schlupfwärme von der

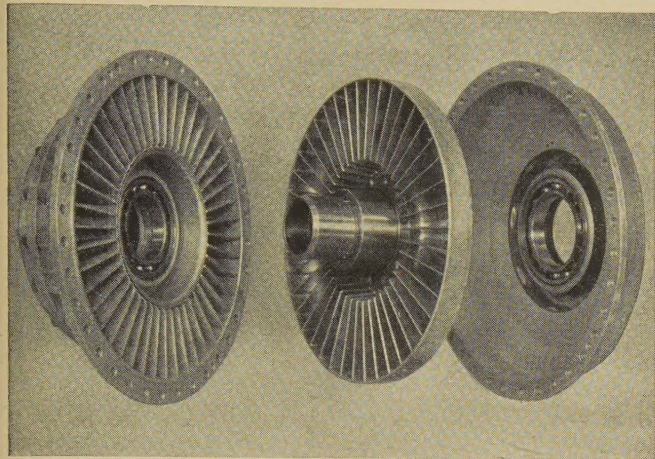


Abb. 3. Hauptteile einer Voith-Turbokupplung.

Kupplungsoberfläche — besonders bei häufigem Anfahren — ausreichend belüftet werden² (Abb. 1). Die Turbokupplung hat z. B. bei Straßen- und Schienenfahrzeugen folgende Vorteile:

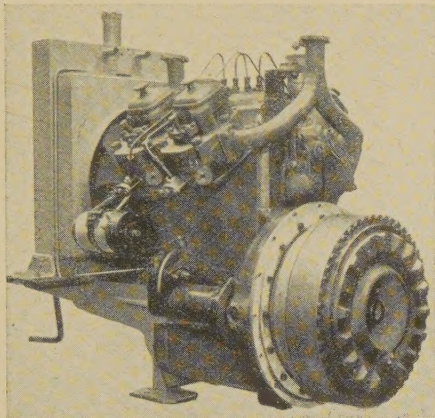


Abb. 4. O & K-Bagger-Dieselmotor mit angebauter Voith-Turbokupplung.

² F. Kugel: ATZ, Heft 3 (1951) S. 1—4.

1. Abwürgen des Motors durch Überlastung ist auch bei ungeschicktester Bedienung unmöglich.
2. Die volle Zugkraft kann aus dem Stand heraus vom Motor auf das Fahrzeug bei bereits eingerückter Schaltkupplung lediglich durch Gasgeben übertragen werden.
3. Die Anzahl der Schaltungen und Kuppelvorgänge wird erheblich verringert und damit die Bedienung vereinfacht.
4. Anfahren ist auch in den höheren Gängen möglich (bei entsprechender Kühlung auch bei schweren Fahrzeugen).

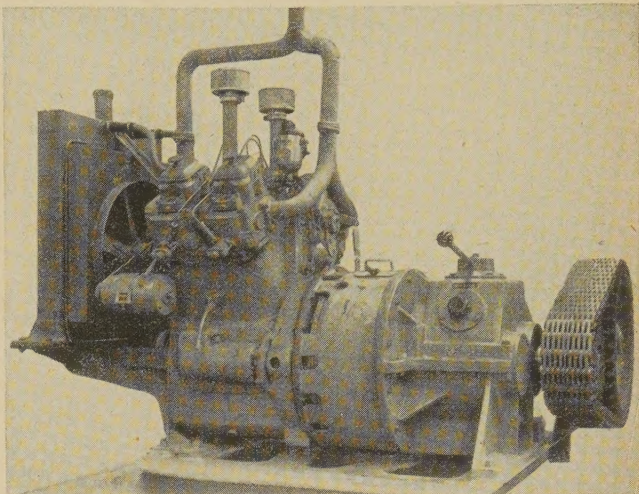


Abb. 5. O & K-Bagger-Diesel-Antriebsaggregat mit Voith-Turbokupplung und Mehrgang-Schaltgetriebe.

5. Weiches Fahren und große Schonung der Triebwerksteile; Verringerung der Abnützung aller Reibungsschalt Elemente, da die Schlupfarbeit durch die Turbokupplung aufgenommen wird.

Als erstes deutsches Baggerbau-Unternehmen hat die Orenstein-Koppel und Lübecker Maschinenbau AG, ihre Universal-Raupenbagger Typen L 251 bis L 952 mit Voith-Turbokupplungen (von Maschinenfabrik J. M. Voith, Heidenheim/Brenz) ausgerüstet (Tabelle 1, Abb. 2). Die kurze Bauart der O & K-Viertakt-Dieselmotoren in V-Anordnung und ihre günstige Drehzahl ermöglichte das Zwischenschalten der Voith-Turbokupplung, ohne die Zugänglichkeit

Tabelle 1. Technische Daten der O & K-Universal-Raupenbagger mit Voith-Turbokupplung.

Universalbagger Type		L 251	L 252	L 301	L 302	L 351	L 352	L 901	L 902	L 952
Raupenbreite	mm	450	700	550	800	550	800	675	950	950
Bodendruck	kg/cm²	0,77	0,52	0,75	0,52	0,75	0,57	1,0	0,75	0,86
Motorleistung	PS	55/66		62/74		75/90		135/160		160/190
Hauptschaltgetriebe		2 Gänge		2 Gänge		2 Gänge		2 Gänge		2 Gänge
Fahrgeschwindigkeit	km/h	1,2/1,7		1,2/1,7		1,2/1,7		0,9/1,2		1,0/1,4
Größte Windekraft	kg	12 000		15 000		18 000		30 000		34 000
Hochlöffelinhalt für schw. Boden	m³	0,62		0,75		1,0		1,6		2,0
Hochlöffelinhalt für leichten Boden	m³	0,85		1,0		1,2		2,0		2,4
TiefLöffelinhalt	m³	0,4		0,6		0,7		1,0		1,2
Grabtiefe	mm	4 800		6 100		6 100		7 500		7 500
Grabereiferinhalt	m³	0,6	0,4	0,6	0,4	0,8	0,6	1,2	0,8	1,6
Verladegreiferinhalt	m³	0,9	0,6	0,9	0,6	1,2	0,9	1,8	1,2	2,4
Größte Ausschüttweite (α = 30°)	mm	9 000	11 700	10 200	12 800	10 200	12 800	13 200	15 800	13 200
Schleppschaufelinhalt	m³	0,6	0,4	0,6	0,4	0,8	0,6	1,2	1,0	2,0
Größte Grabweite (α = 40°)	mm	14 500	17 000	16 000	18 500	16 000	18 500	18 000	20 500	21 000
Größte Kranlast	kg	7 000		8 000		11 000		16 000		24 000
Hochlöffelbagger	Dienstgewicht in kg	20 300	21 200	28 400	30 700	31 900	33 500	63 800	68 100	76 800
TiefLöffelbagger		19 900	20 800	27 400	29 700	30 200	31 800	62 300	66 600	74 900
Greifbagger		19 610	20 510	26 600	28 900	29 900	31 500	59 050	63 350	72 450
Schleppschaufelbagger		19 150	20 050	26 250	28 550	29 150	30 750	58 050	62 350	71 600
Kran		18 230	19 130	25 250	27 550	28 300	29 900	56 000	60 300	69 120

aller Teile im Baggerhaus zu beeinträchtigen. Motor, Voith-Turbokupplung und ein im Ölbad laufendes Untersetzungsgetriebe für mehrere Geschwindigkeiten sind dabei zu einem Block vereinigt (Abb. 3 bis 6). Für die Baggerarbeit ergeben sich dabei folgende Vorteile:

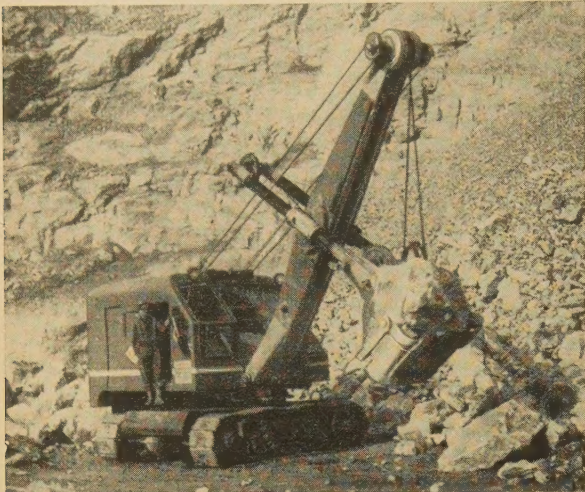


Abb. 6. O & K-Universal-Raupenbagger Type L 351 mit Voith-Turbokupplung (mit 1,0 m³-Hochlöfleinrichtung im Steinbruchbetrieb).

- a) Unbelastetes Anfahren des Dieselmotors ohne Schaltung der Kupplung.
- b) Keine Abhängigkeit von schwankendem Reibungskoeffizienten einer Reibungskupplung oder schwankendem Einrückdruck. Kein Verschleiß durch Reibung.
- c) Sehr gute Schwingungs- und Stoßdämpfung.

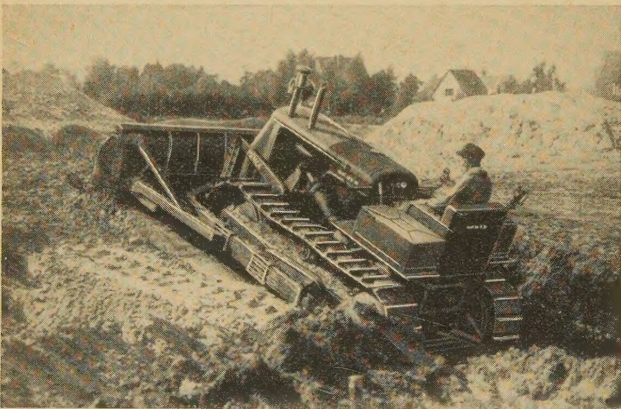


Abb. 7. 60 PS-Deutz-Raupenschlepper Type F 4 L 514 mit Voith-Turbokupplung (mit Menck-Planiereinrichtung).

d) Ein Abwürgen des Motors durch Überlastung ist ausgeschlossen.

e) Auch bei Blockierung des Baggers keine Beschädigung von Motor und Getriebe. Der Motor kann für kurze Zeit unter vollem Drehmoment weiterlaufen, bis Blockierung aufgehoben oder Abschaltung erfolgt ist.

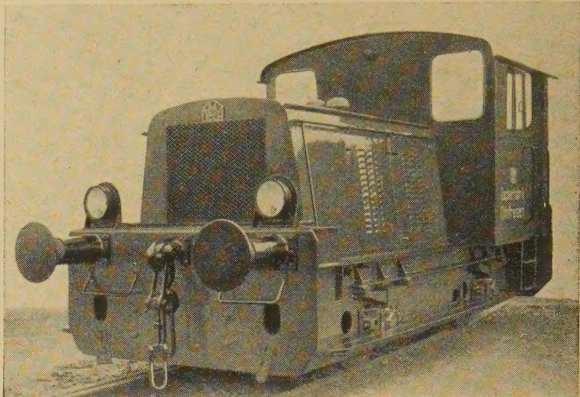


Abb. 8. 125 PS-O & K-Normalspur-Diesellokomotive MV6a mit hydraulischem Voith-Getriebe.

f) Äußerst einfache und weniger ermüdende Bedienung des Baggers.

Die Klöckner-Humboldt-Deutz AG., Köln-Deutz, verwendete erstmalig eine Voith-Turbokupplung für einen (besonders für die Bauindustrie gebauten) deutschen Planier-Raupenschlepper. Beim 60 PS-Deutz-Raupenschlepper mit luftgeköhltem 4-Zylinder-Viertakt-Dieselmotor F 4 L 514 ist dieser mit dem Getriebe durch eine Einscheibenkupplung mit Kupplungsbremse und eine Voith-Turbokupplung verbunden (Abb. 7). Wegen der recht günstigen Betriebserfahrungen, die KHD inzwischen mit der Turbokupplung bei dieser Raupenschleppertypen ge-

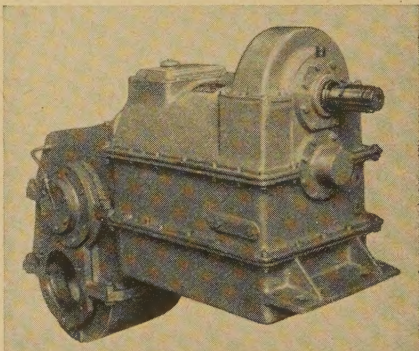


Abb. 9. Voith-Turbogetriebe L 22 mit Wendegetriebe für eine O & K-Diesellokomotive.

Tabelle 2. Technische Daten der O & K-Diesellokomotiven mit hydraulischem Getriebe Bauart Voith.

Spur		Schmalspur			Normalspur				
Type		MV 6		MV 8	MV 6 a		MV 8	ML 220	
Motorleistung . . . PS		108		144	125		144	220	
Motordrehzahl U/min		1500		1500	1300		1500	1100	
Dienstgewicht t		12		15	20		24	Verschiebe-Dienst 28	Strecken-Dienst
Geschwindigkeit km/h		0 bis 20	0 bis 20	0 bis 20	0 bis 30	0 bis 30	0 bis 30	0 bis 30	0 bis 45
		0-3,5	10	20	0-4	10	20	0,3 11-18 19-30	0-3 15 30 0,4,5 12 20 0-4,5 27 45
Zugkraft am Rad . . kg		3600	1670	1100	4500	2280	1500	4780	1465 830 5300 1970 885 7000 3690 2185 5010 1700 1000
Stundenverbrauch ^{e)}	an Kraftstoff etwa kg	13		17	15		17	25	
	an Schmieröl etwa kg	0,500		0,700	0,6		0,7	1,2	

macht hat, wird auch der 90 PS-Deutz-Raupenschlepper, vornehmlich bei Lieferung als Grundgerät für eine Räum- und Planierraupe, mit einer solchen Strömungskupplung ausgerüstet. (Die ersten Deutz-Raupenschlepper mit 90 PS

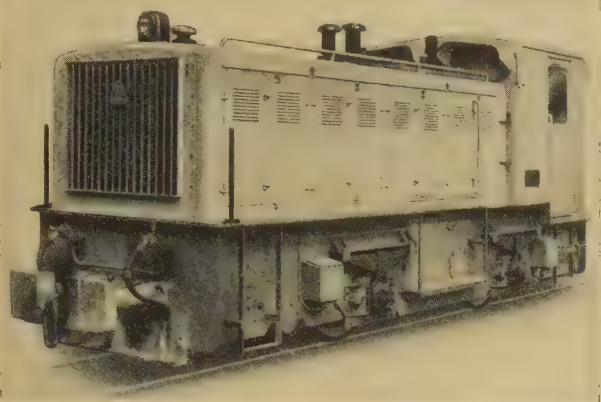


Abb. 10. Krupp-B-220/200 PS-Diesellokomotive, 900 mm Spur, mit Krupp-Strömungsgetriebe.

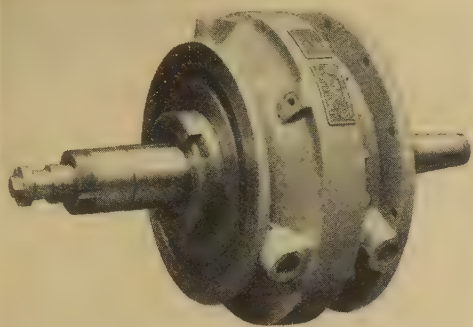


Abb. 11. Krupp-Strömungsgetriebe Type L 1,0 (bis 200 PS Motorleistung).

6 Zylinder-Viertakt-Dieselmotor F 6 L 514 wurden im März 1954 erstellt.)

Die Verwendung von Strömungsgetrieben bei schweren Feldbahn-, Industriebahn-, und Rangier-(Normalspur-) Diesellokomotiven (und Streckendienst-Diesellokomotiven)

ist schon älter. Die Orenstein-Koppel und Lübecker Maschinenbau AG. baut hydraulische Getriebe Bauart Voith ein, die aus 2 bzw. 3 hydraulischen Kreisläufen bestehen, nämlich 1 Drehmomentwandler für das Anfahren und 1 bzw. 2 Flüssigkeitskupplungen für die höheren Geschwindigkeitsbereiche (Tabelle 2, Abb. 8 u. 9). Das Ein- und Ausschalten der Kreisläufe erfolgt dabei selbsttätig in Abhängigkeit der Fahrgeschwindigkeit. Alle Zahnräder bleiben dauernd im Eingriff. Die Geschwindigkeitsregulierung erfolgt stufenlos ohne Zugkraftunterbrechung. Die

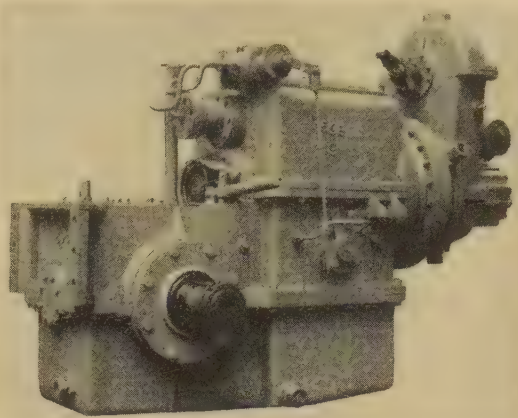


Abb. 12. Krupp-Strömungsgetriebe Type L 1,0 für Kettenantrieb. Von rechts nach links: Vorschaltgetriebe mit Servomotor und Hilfszahnradpumpe, Drehmomentwandler, Nachschaltgetriebe mit 2 Gängen und Wendeschaltung.

Fahrgeschwindigkeit paßt sich selbsttätig den auftretenden Fahrwiderständen an.

Ähnliche hydraulische Getriebeanordnungen haben diesel-hydraulische Lokomotiven von Klöckner-Humboldt-Deutz AG., Henschel & Sohn GmbH., Fried. Krupp u. a. Die Krupp-Strömungsgetriebe mit verstellbaren Pumpenschaufeln (System Lysholm-Smith) haben sich seit 15 Jahren in Schienenfahrzeugen (und Rotoary-Bohranlagen) mit Leistungen von 75 bis 1000 PS in einer Einheit bewährt (Abb. 10—12). Die Diesellokomotiven von Gmeinder & Co. haben für diesel-hydraulischen Antrieb Getriebebesätze, die mit Voith- oder Krupp-Strömungsgetrieben zusammen-geschaltet sind.

Die Berechnung von Industrieschornsteinen mit Fuchsöffnungen.

Von Dr.-Ing. W. Fuchssteiner, Dozent an der Staatsbauschule Darmstadt.

Durch die Fuchsöffnung wird ein Schornstein in der Regel gerade da geschwächt, wo schon ohnedies die Biege- und Normalspannungen Größtwerte erreichen. Es ist deshalb selbst bei kleinen Öffnungen erforderlich, einen Spannungsnachweis zu führen.

Dieser Nachweis bietet keine Schwierigkeit, soweit es sich nur um Eigengewicht handelt oder um Windmomente um die Stoffachse ($z-z$, Abb. 1). Solche Lastfälle sollen hier nicht behandelt werden. Man macht im allgemeinen die Randverstärkung am Fuchs so kräftig, daß das Widerstandsmoment um $z-z$ durch das Loch keine Einbuße erleidet und berechnet die Spannungen aus $\sigma = N/F \pm M/W$. Um die Überleitung der Spannungen aus den Verstärkungsvorlagen in den Schaft zu ermöglichen, muß die Vorlage außerhalb des Loches mindestens noch um das Maß $a/2$ fortgeführt werden.

Handelt es sich darum, einen Schornstein mit zwei symmetrisch liegenden Fuchsöffnungen (Abb. 1, im Grundriß punktiert) für eine Normalkraft N , eine Querkraft Q und ein Moment M , um die stofffreie Achse $y-y$ zu berechnen, so kommen wir ebenfalls durch eine elementare Rechnung zum Ziel, wenn wir den Bereich des Loches als

ein Feld eines stehenden Vierendeelträgers betrachten. Bezeichnen wir eine Hälfte des Restquerschnittes (mit der

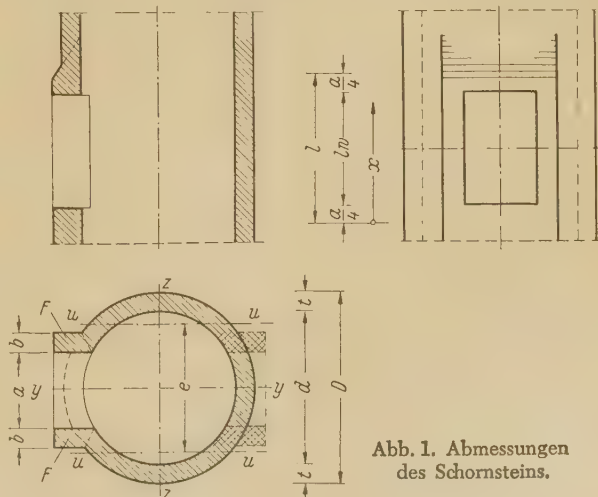


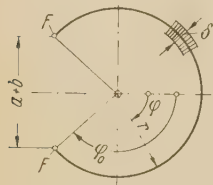
Abb. 1. Abmessungen des Schornsteins.

Schwerachse $u-u$ mit F_u , ihre beiden (verschiedenen) Widerstandsmomente mit W_u , so wird die Spannung:

$$\sigma = \frac{N/2 \pm M/e}{F_u} \pm \frac{Q/2 \cdot l_w/2}{W_u}$$

Ist nur eine Öffnung vorhanden, so steht uns in der Membrantheorie der Zylinderschalen eine Methode zur Verfügung, die imstande ist, einen Gleichgewichtszustand nachzuweisen. Wenn auch die Dicke der Schaftwandung nicht mehr vernachlässigbar klein ist, liefert die Membrantheorie ein zuverlässiges Ergebnis. Da mit Membrankräften allein die Randbedingungen erfüllbar sind, werden die Biegespannungen zu Nebenspannungen.

Wir betrachten den geschwächten Teil des Schornsteines als eine Schale (Abb. 2). Zunächst wählen wir die rechnerische Dicke δ der Schale und ihren Radius r so, daß Fläche und Widerstandsmoment der unverschwächten Schale so groß werden wie bei dem unverschwächten Schornsteinschaft:



$F_0 = 2 \pi r \delta = \pi (D^2 - d^2)/4$,
 $W_0 = \pi r^2 \delta = \pi (D^4 - d^4)/32 D$.
Die rechnerischen Abmessungen sind demnach (D und d nach Abb. 1)

$$\left. \begin{aligned} r &= (D^2 + d^2)/4 D, \\ \delta &= (D^2 - d^2)/8 r. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Abb. 2. Abmessungen der Schale. Ferner nehmen wir die Randverstärkung F punktförmig an und annähernd parallel zu $y-y$ bis zur Schalenachse verschoben; denn für Biegung um $y-y$ ist der Abstand der Querschnittsteile von dieser Achse maßgebend. Wir ermitteln deshalb φ_0 aus (a und b nach Abb. 1)

$$\sin \varphi_0 = (a + b)/2r \quad [\varphi_0 > 90^\circ]. \quad (2)$$

Außerdem setzen wir die rechnerische Höhe des Loches (Abb. 1)

$$l = l_w + \frac{a}{2} \quad (3)$$

und betrachten den relativ weichen, kragenförmigen Teil am Loch als in den sehr viel steiferen unverschwächten Teil des Schaftes starr eingespannt.

Die bekannten Grundlagen der Membrantheorie sind folgende (vgl. Flüge: Statik und Dynamik der Schalen, Berlin 1934).

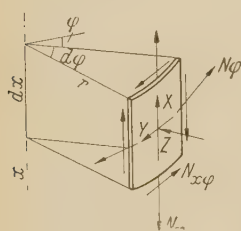


Abb. 3. Schnittkräfte und Koordinaten der Schale.

Die Kräfte und Belastungen der Schale sind durch Abb. 3 definiert.

Die Verschiebungen der Schalelemente sind:

u in X -Richtung,
 v in Y -Richtung,
 w entgegen der Z -Richtung.

Die Querdehnungszahl μ sei gleich Null.

Die Gleichgewichtsgleichungen:

$$\left. \begin{aligned} Z &= -\frac{1}{r} N_\varphi, \\ Y &= -\frac{1}{r} \frac{\partial N_\varphi}{\partial \varphi} - \frac{\partial N_{x\varphi}}{\partial x}, \\ X &= -\frac{\partial N_x}{\partial x} - \frac{1}{r} \frac{\partial N_{x\varphi}}{\partial \varphi}. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Die Spannungs-Verschiebungsgleichungen:

$$\left. \begin{aligned} N_\varphi &= \frac{E \delta}{r} \left(\frac{\partial v}{\partial \varphi} + w \right), \\ N_{x\varphi} &= \frac{E \delta}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \varphi} \right), \\ N_x &= E \delta \frac{\partial u}{\partial x}. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Da wir den Schornstein nur für gegebene M und Q untersuchen wollen, wobei die Flächenlasten X , Y und Z verschwinden, benötigen wir eine homogene Lösung von Gl. (4) und (5).

Eine Lösung, die die Differentialgleichungen und alle Randbedingungen erfüllt, ist

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{1}{r^3 E \delta} [6 (l x - x^2) (A \sinh \alpha \varphi + B \sin \varphi) + 2 C x \sin \varphi], \\ v &= \frac{1}{r^4 E \delta} \left\{ A \left[(l^2 x - 3 l x^2 + 2 x^3) \alpha \cosh \alpha \varphi - \right. \right. \\ &\quad \left. - l^2 x \alpha \cosh \alpha \varphi_0 - 24 \frac{F r}{\delta} x \sinh \alpha \varphi_0 \right] - \\ &\quad \left. - B \left[(24 r^2 x + 3 l x^2 - 2 x^3) \cos \varphi - \right. \right. \\ &\quad \left. - 24 r^2 x \cos \varphi_0 + 24 \frac{F r}{\delta} x \sin \varphi_0 \right] - \\ &\quad \left. - C x^2 \cos \varphi \right\}, \\ w &= -\frac{1}{r^4 E \delta} \left[A (l^2 x - 3 l x^2 + 2 x^3) \alpha^2 \sinh \alpha \varphi + \right. \\ &\quad \left. + B (24 r^2 x + 3 l x^2 - 2 x^3) \sin \varphi + C x^2 \sin \varphi \right]. \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Zum Beweis setzen wir Gl. (6) in Gl. (5) ein und erhalten:

$$\left. \begin{aligned} N_\varphi &= 0, \\ N_{x\varphi} &= \frac{1}{r^2} \left\{ A \left[\frac{l^2 \alpha}{2 r^2} (\cosh \alpha \varphi - \cosh \alpha \varphi_0) - 12 \frac{F r}{\delta} \sinh \alpha \varphi_0 \right] - \right. \\ &\quad \left. - B \left[12 (\cos \varphi - \cos \varphi_0) + 12 \frac{F r}{r \delta} \sin \varphi_0 \right] \right\}, \\ N_x &= \frac{1}{r^3} [6 (l - 2 x) (A \sinh \alpha \varphi + B \sin \varphi) + 2 C \sin \varphi]. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Setzen wir dieses Ergebnis in Gl. (4) ein, so stellen wir fest, daß $X=Y=Z=0$, wenn

$$\alpha = \sqrt{6 \cdot 2 r l}. \quad (8)$$

Für $x=0$ ist $u=v=w=0$. Damit ist die Schale am Fuß starr eingespannt. Für $x=l$ wird:

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{1}{r^3 E \delta} 2 C l \sin \varphi, \\ v &= \frac{1}{r^4 E \delta} \left\{ -A \left(l^3 \alpha \cosh \alpha \varphi_0 + 24 \frac{F r}{\delta} l \sinh \alpha \varphi_0 \right) + \right. \\ &\quad \left. + 24 B l \left(r^2 \cos \varphi_0 - \frac{F r}{\delta} \sin \varphi_0 \right) - \right. \\ &\quad \left. - [B (24 r^2 l + l^3) + C l^2] \cos \varphi \right\}, \\ w &= \frac{-1}{r^4 E \delta} [B (24 r^2 l + l^3) + C l^2] \sin \varphi. \end{aligned} \right\}$$

Der Querschnitt bei $x=l$ verhält sich also folgendermaßen: u ist nur abhängig von $\sin \varphi$, d. h. der Querschnitt dreht sich um die horizontale Achse $y-y$, bleibt also eben. w ist ebenfalls nur von $\sin \varphi$ abhängig. Der Faktor von $\sin \varphi$ kommt aber bei v als Faktor von $\cos \varphi$ vor. Der Querschnitt verschiebt sich demnach nur in horizontaler Richtung senkrecht zu $y-y$, bleibt aber als Kreisquerschnitt unverformt. Die übrigen in Klammern () stehenden Terme von v sind Konstanten und bedeuten, daß der Querschnitt sich insgesamt um die lotrechte Schaftachse verdreht. Damit ist der Querschnitt voraussetzungsgemäß starr eingespannt.

Zum Nachweis der übrigen Randbedingungen stellen wir zunächst aus Gl. (7) fest, daß mit $N_\varphi=0$ auch an den Rändern $\varphi = \pm \varphi_0$ die N_φ -Kraft verschwindet.

Ferner muß an den gleichen Rändern die Zunahme der Normalkraft in der Randverstärkung gleich der Schubkraft sein. Da die Funktionen N_x und $N_{x\varphi}$ in φ gerade bzw. ungerade sind, genügt der Nachweis für einen Rand. Es muß sein für $\varphi = \varphi_0$:

$$N_{x\varphi} = \frac{F}{\delta} \frac{\partial N_x}{\partial x}.$$

Daß diese Beziehung mit Gl. (7) erfüllt wird, ist leicht festzustellen. Damit genügen also Gl. (6) und (7) den Differentialgleichungen und allen Randbedingungen.

Nun sind die resultierenden Kräfte N und Q eines horizontalen Querschnitts zwischen 0 und l , das Biegemoment M um die Achse $y-y$ und das Torsionsmoment T

$$\begin{aligned} N &= r \int_{-\varphi_0}^{\varphi_0} N_x d\varphi + \frac{F}{\delta} [N_x(\varphi_0) + N_x(-\varphi_0)], \\ Q &= -r \int_{-\varphi_0}^{\varphi_0} N_{x\varphi} \cos \varphi d\varphi, \\ M &= r^2 \int_{-\varphi_0}^{\varphi_0} N_x \sin \varphi d\varphi + \frac{F r}{\delta} [N_x(\varphi_0) - N_x(-\varphi_0)] \sin \varphi_0, \\ T &= r^2 \int_{-\varphi_0}^{\varphi_0} N_{x\varphi} d\varphi. \end{aligned}$$

Die Integration mit Gl. (7) läßt sich leicht durchführen. Setzen wir zur Abkürzung

$$\left. \begin{aligned} \beta &= \frac{12}{1+\alpha^2} (\alpha \cosh \alpha \varphi_0 \sin \varphi_0 - \sinh \alpha \varphi_0 \cos \varphi_0) + \\ &\quad + 12 \frac{F}{\delta r} \sinh \alpha \varphi_0 \sin \varphi_0, \\ \gamma &= 2 \left(\varphi_0 - \sin \varphi_0 \cos \varphi_0 + \frac{2F}{\delta r} \sin^2 \varphi_0 \right), \\ \varepsilon &= \frac{l^2}{r^2} (\sinh \alpha \varphi_0 - \alpha \varphi_0 \cosh \alpha \varphi_0) - 24 \frac{\varphi_0 F}{\delta r} \sinh \alpha \varphi_0, \\ \eta &= -24 \left(\sin \varphi_0 - \varphi_0 \cos \varphi_0 + \frac{\varphi_0 F}{\delta r} \sin \varphi_0 \right), \end{aligned} \right\} (9)$$

so liefert die Integration

$$\begin{aligned} N &= 0, \\ M &= \frac{1}{r} \{ \beta A (l-2x) + \gamma [3B(l-2x) + C] \}, \\ Q &= \frac{1}{r} (2\beta A + 6\gamma B), \\ T &= \varepsilon A + \eta B. \end{aligned}$$

Aus den beiden letzten Gleichungen folgt durch Auflösung nach A und B

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{6\gamma T - r\eta Q}{6\gamma\varepsilon - 2\beta\eta}, \\ B &= \frac{r\varepsilon Q - 2\beta T}{6\gamma\varepsilon - 2\beta\eta}. \end{aligned} \right\} (10)$$

Setzen wir $x=l/2$ in der Gleichung für M und nennen das Moment an dieser Stelle M_0 , so erhalten wir

$$C = r M_0 / \gamma. \quad (11)$$

Damit ist die Aufgabe gelöst. Für Schornsteine ist das Torsionsmoment T in der Regel gleich Null. Es ergibt sich also folgender

Rechnungsgang.

Die Belastung aus Wind sei in halber Höhe der Fuchsöffnung M_0 und Q . Aus den wirklichen Abmessungen nach Abb. 1 ergeben sich die theoretischen Abmessungen gemäß Gl. (1), (2) und (3). Nach Gl. (8) und (9) errechnen sich die Werte α , β , γ , ε und η . Mit $T=0$ vereinfachen sich die Gl. (10) zu

$$\begin{aligned} A &= -\frac{\eta}{6\gamma\varepsilon - 2\beta\eta} r Q, \\ B &= \frac{\varepsilon}{6\gamma\varepsilon - 2\beta\eta} r Q. \end{aligned}$$

Hieraus und aus Gl. (11) ergeben sich A , B und C . Damit sind dann für die Spannungen sämtliche Koeffizienten der Gl. (7) gegeben.

Für tordierte Hohlwellen mit einem Loch ist das Glied mit T von Bedeutung. Bei solchen Hohlwellen fehlt allerdings in der Regel die Randverstärkung. Mit $F=0$ vereinfachen sich daher die Formeln entsprechend.

Beispiel:

Ein etwa 110 m hoher Schornstein, der im übrigen am Fuchs die Abmessungen

$$D = 8,83 \text{ m}; d = 7,29 \text{ m}; t = 0,77 \text{ m}; F = 2,75 \text{ m}^2; l_w = 11,07 \text{ m};$$

$$a = 4,23 \text{ m}; b = 1,03 \text{ m}$$

hat, wird beansprucht durch

$$Q = 90 \text{ t und } M_0 = 4500 \text{ tm}.$$

Aus Gl. (1), (2), (3) und (8) erhält man

$$\begin{aligned} r &= 3,72 \text{ m}; \delta = 0,835 \text{ m}; \sin \varphi_0 = 0,707; l = 13,18 \text{ m}; \alpha = 1,384; \\ \varphi_0 &= 2,355; \alpha \varphi_0 = 3,26; F/\delta r = 0,886; \varphi_0 F/\delta r = 2,09; \\ \cosh \alpha \varphi_0 &= 13,06; \sinh \alpha \varphi_0 = 13,02; \cos \varphi_0 = -0,707. \end{aligned}$$

Hieraus ergibt sich nach Gl. (9):

$$\beta = 188; \gamma = 7,48; \varepsilon = -1024; \eta = -92,4; 6\gamma\varepsilon - 2\beta\eta = -11300.$$

Damit erhält man aus Gl. (10) und (11)

$$A = -2,74 \text{ tm}; B = 30,3 \text{ tm}; C = 2240 \text{ tm}^2.$$

Nach Gl. (7) sind die Schnittkräfte:

$$N_{x\varphi} = -1,73 \cosh 1,384 \varphi - 26,3 \cos \varphi + 14,9,$$

$$N_x = \left(1 - \frac{2x}{l} \right) (46,6 \sin \varphi - 4,21 \sinh 1,384 \varphi) + 87,1 \sin \varphi.$$

In Abb. 4 ist dieses Ergebnis zeichnerisch dargestellt.

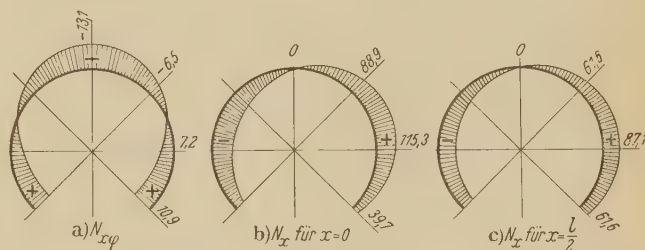


Abb. 4. Schnittkräfte.

Durchbiegungsvorschriften und Schwingungsverhalten von Brücken.

Von Dipl.-Ing. W. Pfaff, Mainz-Kastel.

Die amtlichen Brückenbaubestimmungen vieler Länder enthalten oder enthielten noch vor kurzem Vorschriften über höchstzulässige Durchbiegungen von Brückenträgern im Verhältnis zur Stützweite, obwohl für diese willkürlichen Schranken keine sachlich stichhaltige Begründung zu finden ist, wie Senft schon 1944 eingehend dargelegt hat. [1]. Die Gedankengänge Senft's sind noch immer nicht Gemeingut aller Ingenieure geworden, die sich mit der Planung von Brücken beschäftigen. Senft hat in seinem Aufsatz viele auch heute noch häufig zu hörende, in Wirklichkeit aber unzutreffende Argumente eindeutig widerlegt.

Die Befürworter der Durchbiegungsbegrenzungen, die sich nicht von der Vorstellung frei machen können, daß

unvorhersehbare Effekte entstehen können, wenn die elastische Nachgiebigkeit von Brückenträgern größer ist, als es den seither üblichen Konstruktionsgepflogenheiten entspricht, werden vielleicht den Standpunkt vertreten, daß ohne eine Begrenzung untaugliche Brückensysteme gebaut werden könnten.

Die praktische Erfahrung zeigt jedoch, daß mit den heute im Brückenbau üblichen Baustoffen sowie bei dem hohen Stand unserer heutigen Technik und den normalerweise herrschenden, vernünftigen Sparsamkeitsgrundsätzen solche Konstruktionen nicht entstehen können. Z. B. bedarf es nicht erst eines amtlichen Verbots, um den Bau des ungeeigneten Brückensystems einer unversteiften Hängebrücke für Eisenbahnen zu unterbinden, da die Ein-

sicht in die hierbei wirksamen statischen und konstruktiven Zusammenhänge bei den verantwortlichen Spezialingenieuren heute überall so klar ist, daß die Vermeidung grober Fehlentscheidungen eine Selbstverständlichkeit bedeutet.

Angesichts der immer noch bestehenden latenten Widerstände muß es als eine Tat angesehen werden, wenn in den „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken“ (BE) der Deutschen Bundesbahn vom 1. 10. 51 die Durchbiegungsvorschriften für die Hauptträger stählerner Eisenbahnbrücken aufgehoben worden sind.

Mit der Befreiung von dieser übertriebenen Einschränkung steht der Brückenbau heute in einer ähnlichen Lage wie der Stahlhochbau im Jahre 1910, als die damals herausgekommenen „Ministeriellen Bestimmungen für Hochbauten in Preußen“ auf eine Durchbiegungsvorschrift verzichteten. F. l'Allemand [2] begrüßte damals sehr den Wegfall der Durchbiegungsbestimmungen. „Den vielgestaltigen Anforderungen der Praxis kann mit einer oder wenigen vorgeschriebenen Ziffern nicht Genüge geleistet werden. Eine in vielen Fällen hemmende Bestimmung wurde hierdurch beseitigt.“

Es ergibt sich nun die Frage, warum erst 1951 die Durchbiegungsbeschränkungen für Eisenbahnbrücken aufgehoben wurden, während die Straßenbrückenvorschriften nach DIN 1073 noch jetzt unverändert sind, und wie es überhaupt zu diesen Vorschriften kam. Veröffentlichungen hierüber sind nicht bekannt. Es ist wahrscheinlich, daß diese Bestimmung vor Einführung hochwertiger Baustähle und bei ausreichend vorhandener Bauhöhe im Brückenbau weniger häufig störend wirkte als im Hochbau, und daß man architektonisch unschöne Lösungen sowie die Verteuerung in den Kosten der Brückenrampen zur Erzielung reichlicher Bauhöhe als unabänderlich hingenommen hat, auch wenn die Gesamtkosten des Bauwerks ungünstig beeinflusst wurden. Sicher ist aber, daß das Problem der Durchbiegungsbeschränkungen früher nie ganz durchdacht worden ist und daß somit nur rein gefühlsmäßige Vorstellungen für die Einführung und übermäßig lange Beibehaltung solcher Vorschriften maßgebend gewesen sein können. Hieraus erklärt sich auch das Fehlen von Veröffentlichungen, so daß man über die mit der Entstehung der Vorschriften zusammenhängenden Vorstellungen weitgehend auf Vermutungen angewiesen ist.

Ein bezeichnendes Licht auf die Verhältnisse vor 70 Jahren wirft ein Aufsatz von Lantzendörffer [3] 1882.

„Bisher pflegte man sich vielfach aus der gemessenen Durchbiegung und der Spannweite der Brücke eine Verhältniszahl zu ermitteln und glaubte, ein günstiges Ergebnis gewonnen zu haben, wenn die Verhältniszahl den Wert von 1/1800 bis 1/1500 nicht überschritt. Dieses Verfahren scheint mir nicht richtig zu sein“ usw. Die Ermittlung des Verhältnisses der Durchbiegung zur freitragenden Länge sei überflüssig und verleite zu unnützen Besorgnissen und unnötigen Reparaturen.

Es ist offensichtlich, daß die damalige hypothetische Anschauung von „günstigen“ Durchbiegungsverhältnissen nicht aus irgendwelchen physikalischen Überlegungen entstanden sein kann, sondern daß auf Grund rein gefühlsmäßiger Erwägungen und zufällig gefordert wurde, was als vertrauenswürdige Brückenkonstruktion anzusehen sei.

1883 erläuterte H. Zimmermann [4] ausführlich die Gründe, weshalb die Messung der elastischen Durchbiegung der Gesamtkonstruktion bei einer Belastungsprobe keine Anhaltspunkte für die Tragfähigkeit ergibt, und warnte vor einer Überbewertung dieser Durchbiegungsmessungen. Man suchte damals aus der Wirkung der Last auf die Tragfähigkeit zu schließen, ohne zu beachten, daß manche schwache Stellen eines Tragwerks, z. B. unzureichende Stoßverbindungen und Anschlüsse, auf die Durchbiegung keinen Einfluß haben, und daß manche hoch beanspruchten Bauglieder erst bei häufiger Wiederholung der Belastung

zu Bruch gehen. „Als nächstliegende und augenfälligste Wirkung bot sich die Durchbiegung dar. Diese wurde schon beim Bau der Kehler Rheinbrücke (1861) in der Mitte jeder Öffnung gewissenhaft gemessen, und es wurde aus den Ergebnissen der Schluß gezogen, daß alles gut sei. Wie dieses Urteil zustande gekommen ist, darüber fehlt jede Andeutung. Wenn die Senkungen oder Hebungen nur halb so groß oder doppelt so groß gewesen wären, so würde vermutlich das Urteil genau ebenso gelaute haben.“ „Die Prüfung (erg.: der Tragfähigkeit) wurde auf die eigentliche Probelastung beschränkt. So liegt die Sache im wesentlichen auch heute noch, soweit es sich um die Messung von elastischen Durchbiegungen handelt.“ „Die Erwartungen, welche an die wiederholte Vornahme von Belastungsproben und Biegunismessungen geknüpft werden, erscheinen noch trügerischer als der Nutzen, welchen die einmalige Anwendung derselben bei einer neuen Brücke gewähren kann.“

Zimmermann beklagte sich, wie wenig Erfolg damals die häufigen Hinweise auf die Mängel der fraglichen Prüfungsmethoden gehabt hatten.

Die Tatsache, daß solche Prüfungsmethoden zur vermeintlichen Feststellung der Tragfähigkeit von Brücken entgegen allen nüchternen Erwägungen hartnäckig beibehalten wurden, muß in Parallele zu dem heutigen Beharren nicht weniger Ingenieure auf den Durchbiegungsvorschriften gesetzt werden. Besonders auch von Behörden des Auslandes wird häufig der Standpunkt vertreten, daß die Durchbiegungsbestimmungen von anerkannten Ingenieuren gutgeheißen wurden und ein Abweichen hiervon deshalb nicht ratsam sei.

Der Umstand, daß man 1910 glaubte, von Durchbiegungsvorschriften für Hochbauten mit vorwiegend ruhender Belastung, nicht aber für Brückenbauten mit bewegten Lasten verzichten zu können, zeigt, daß man bei durchbiegungsweichen Brücken wahrscheinlich Befürchtungen hinsichtlich ihres dynamischen Verhaltens hatte. J. Melan [5] schreibt 1914 hierüber: „Bei richtig, d. i. entsprechend steif konstruierten Brücken“ seien die Vorbereitungen für eine gefährliche Summierung der Lastimpulse bei Schwingungserregungen nicht vorhanden. Die von Zimmermann [6] angestellte Untersuchung über die Schwingungen eines Trägers mit bewegter Last zeige, daß der Einfluß schnell bewegter Lasten nicht allzu geringfügig sei.

In der Tat bringt die Arbeit von Zimmermann den exakten Nachweis, daß unter gewissen Voraussetzungen Träger geringerer Höhe schädlich sein können. Doch wurden diese Voraussetzungen später, auch von Melan, nicht genügend beachtet. Bei der Beurteilung dieses Zimmermann-Effektes zeigt es sich, wie wenig sinnvoll es ist, Ausnahmeerscheinungen, die für einen ganz kleinen Ausschnitt eines großen Gebietes Gültigkeit haben, verallgemeinern und Anforderungen an alle Bauwerke damit begründen zu wollen.

Unter der Voraussetzung gelenkiger Lagerung bei Hauptträgern kleiner Höhe oder sehr weichen, starr unterstützten Längsträgern ermittelte Zimmermann für sehr große Fahrgeschwindigkeiten beträchtliche Zusatzkräfte, die beim Befahren einer sich durchbiegenden Laufbahn unter dem Einfluß der Erdbeschleunigung bei der Umlenkung des Lastweges nach oben zum jenseitigen Auflagerpunkt als Fliehkraftwirkung in lotrechter Ebene auftreten. Bei einer Trägerhöhe von 30 cm und einer Fahrgeschwindigkeit von 100 km/h ergibt sich hierbei eine Laststeigerung von etwa 14 %, bei einer Trägerhöhe von 50 cm und derselben Geschwindigkeit von etwa 7 %.

Da nur Träger kleiner Höhe größere zusätzliche Belastungen dieser Art erfahren, hat dieser Effekt somit nur für die bei kleinen Trägerhöhen möglichen entsprechend

¹ d. Verf.

kleinen Stützweiten praktische Bedeutung. Der Zimmermanneffekt ist übrigens durch den vorgeschriebenen Schwingbeiwert mit erfaßt, so daß es nicht erforderlich ist, bei den allgemeinen Bemessungsvorschriften hierauf gesondert Rücksicht zu nehmen.

Jedoch sollte darauf geachtet werden, stark girlandenförmige Biegelinien von Schienen zu vermeiden, die beim Zusammentreffen steifer Querträger und weicher Längsträger den Zimmermanneffekt sehr begünstigen. Diese Art von Abstandswirkung der Querträger kann sich bei sehr raschem Befahren für die Fahrzeuge als „Waschbretteffekt“ auswirken, wie in der amerikanischen Fachliteratur Fahrzeugschütterungen aus regelmäßigen Unebenheiten der unter Last sich durchbiegenden Fahrbahn sinnfällig bezeichnet wurden. Die Unannehmlichkeit der dynamischen Einwirkungen solcher steigenden und fallenden Lastwege der über die sich durchbiegende Konstruktion rollenden Verkehrslasten erfordert als konstruktive Gegenmaßnahme eine ausreichend steife Bemessung der Längsträger im Verhältnis zur elastischen Nachgiebigkeit der Querträger, wodurch sich der Einfluß einzelner Achslasten oder konzentrierter Lastgruppen in langgestreckten Durchbiegungsmulden gleichzeitig auf mehrere Querträger in statisch günstiger Weise verteilt. Beim Neuentwurf von Brücken wären hiernach Kombinationen von steifen Querträgern in Verbindung mit weichen Längsträgern grundsätzlich zu vermeiden. Auf eine weitere Art von Abstandswirkung der Tragwerksstruktur wird weiter unten hingewiesen.

Die nach der Einführung hochwertiger Baustähle mit zunehmenden Stützweiten besonders bei vollwandigen Straßenbrücken möglichen Gewichtsersparnisse verleiteten nach dem 1. Weltkrieg schon häufig dazu, die für Straßenbrücken gültigen Durchbiegungsvorschriften nicht einzuhalten und die Auswirkungen solcher „Verstöße“ danach zu studieren. Man berechnete die Eigenfrequenz einer Brücke, um zu beurteilen, ob Verkehrslastimpulse vielleicht Resonanzerscheinungen hervorrufen könnten, ohne mit den Ergebnissen viel anfangen zu können. Manchmal, z. B. vor dem Bau einer großen Straßenbrücke über die Donau, entsandte man auch eine Kommission zu einer ähnlichen, bereits bestehenden Brücke und „prüfte“ ihr Schwingungsverhalten. Hierbei stellte man z. B. erstaunt fest, daß ein leeres Pferdefuhrwerk im Galopp auf einer gepflasterten Brücke die am deutlichsten spürbaren Schwingungen erzeugte, und faßte dann schließlich den Entschluß, die nächste Brücke noch etwas weicher zu bauen.

Im Eisenbahnbrückenbau setzten die staatlichen Vorschriften zunächst Mindesthöhen für Träger fest, und später zulässige Durchbiegungen, die schrittweise von 1/1000 l auf 1/900 l und später 1/700 l für Baustahl St 52 vergrößert wurden, wobei die größten Werte aber allein dem hochwertigen Baustahl vorbehalten blieben. Veranlassung zu dieser ungleichen Regelung, deren Berechtigung schwer einzusehen war, dürften wahrscheinlich Wirtschaftlichkeitserwägungen gewesen sein.

Im letzten Krieg wurden dann auch behelfsmäßige Gleisbrücken entsprechend dem gerade zur Verfügung stehenden Material notgedrungen ohne Durchbiegungsbeschränkungen gebaut, ohne daß sich bei diesem Versuch nachteilige Folgen zeigten. Das Reichsbahn-Zentralamt München stellte damals auf Grund von nicht veröffentlichten Messungen an solchen Brücken, die eine Hauptträger-Durchbiegung unter ruhender Last bis zu 1/285 l zeigten, fest, daß Fahrgeschwindigkeiten bis zu 80 km/h zugelassen werden dürfen. Den durch die Weichheit der Konstruktion gemilderten dynamischen Einflüssen konnte, wie Versuche ergeben hatten, durch Herabsetzung des Schwingbeiwertes auf 1,20 Rechnung getragen werden.

Trotz dieser positiven Erfahrungen der Deutschen Reichsbahn, die durch sorgfältige Messungen unterbaut worden sind, hat sich die vorurteilsfreie Beurteilung

weicher Brückentragwerke nicht allgemein durchgesetzt, so daß die Frage der Durchbiegungsbeschränkungen weiter diskutiert wird und noch immer gewisse Unsicherheiten in der Beurteilung der Vor- und Nachteile weicher Brückentragkonstruktionen zu bestehen scheinen. Es sollen daher nachfolgend noch einmal systematisch die Möglichkeiten untersucht werden, die bei sehr großen elastischen Formänderungen von Gleisbrücken zu Unzulänglichkeiten führen könnten. Hierbei wird vorausgesetzt, daß die auftretenden Spannungen überall in zulässigen Grenzen bleiben. Ferner soll untersucht werden, ob vielleicht bestimmte Forderungen in bezug auf die konstruktive Durchbildung von Brücken hieraus abzuleiten sind.

Statische Einflüsse.

Vollwandträger können beliebig schlank gehalten werden, solange es möglich ist, die auftretenden Beanspruchungen konstruktiv einwandfrei aufzunehmen. Bei ungewöhnlichen Konstruktionen ist allerdings besondere Sorgfalt auf die gegenseitige Beeinflussung der Formänderungen und Beanspruchungen der verschiedenen Konstruktionsteile zu verwenden. Besitzt eine Gleisbrücke z. B. relativ hohe Schienenlängsträger, sehr niedrige Hauptträger und wenig nachgiebige Querträger, so daß die Längsträger gezwungen sind, die Biegung der Hauptträger mitzumachen, so darf von einem Verhältnis von höchstens etwa 1 : 20 der Höhe der Längsträger zum Hauptträger an der Einfluß der erzwungenen Verformungen auf die Biegespannungen nicht mehr vernachlässigt werden. Bei symmetrisch ausgebildeten Trägern werden in diesem Fall die Randspannungen der Längsträger schon um $\pm 5\%$ verändert, während die Entlastung der Hauptträger entsprechend dem Verhältnis der Trägheitsmomente erst bei sehr viel größeren Längsträgerhöhen (etwa vom Verhältnis 1 : 3 an) eine Rolle spielt.

Nur der Vollständigkeit halber sei erwähnt, daß auch die Höhenlage durchlaufender Längsträger im Verhältnis zur neutralen Achse der Hauptträger auf die Längsträgerspannungen einen Einfluß hat. Dies darf aber natürlich ebenso wenig wie etwa das Lockerwerden von Nieten bei den Längsträgeranschlüssen mit der relativen Steifigkeit der Hauptträger in Zusammenhang gebracht werden, sondern nur mit der absoluten Spannungsdehnung der Gurtungen.

Niedrige Fachwerkträger haben im allgemeinen auch eine entsprechend enge Feldteilung, so daß der Einfluß der Nebenspannungen gegenüber den Trägern üblicher Höhe ebenfalls nicht wesentlich größer werden dürfte.

Weiche Tragkonstruktionen haben in statischer Hinsicht somit keine nachteiligen oder unvorhersehbaren Auswirkungen.

Einfluß von Unstetigkeitsstellen im Verlauf des Lastweges.

An Endauflagern und sonstigen Gelenkpunkten von Brücken entstehen im durchgebogenen Zustand Knickwinkel zwischen den Ebenen der Gleise auf der Brücke und auf den Widerlagern bzw. beiderseits von einem Gelenkpunkt. Diese Unstetigkeitsstellen können eine Störung für den Lauf der Fahrzeuge bedeuten. Wie sich aus den nachfolgenden Überlegungen ergibt, besteht jedoch keine Notwendigkeit, Vorschriften über Durchbiegungsbeschränkungen hieraus herzuleiten.

Man hat vorgeschlagen, Vorschriften über größtzulässige Winkeländerungen der Endtangente an die Biegelinie an diesen Knickpunkten einzuführen. Da die Winkeländerung von der Durchbiegung der Brücke abhängt, wäre damit indirekt eine neue Durchbiegungsvorschrift gegeben. Zwei Gesichtspunkte werden zugunsten einer solchen Beschränkung der Auflagerdrehung angeführt:

1. Die Biegebeanspruchungen in den Schienen an den Gelenkpunkten,
2. die Beeinträchtigung der Laufruhe der Fahrzeuge an den Unstetigkeitsstellen des Lastwegs.

Die Grenze der zulässigen Beanspruchungen der Schienen besonders über einem Pfeilergelenk mit beiderseits anschließenden weichen Öffnungen kann verhältnismäßig früh erreicht werden. Wenn die Schiene in lotrechtem Sinn unnachgiebig gelagert ist, kann schon bei einem beiderseitigen Tangentendrehwinkel von 0,004 unter der Voraussetzung sehr vieler Lastwechsel die Sicherheitsgrenze erreicht werden. Die Verhältnisse werden aber sofort erheblich günstiger, wenn die starre Lagerung der Schiene durch eine elastisch-nachgiebige ersetzt wird, wodurch eine flachere Ausrundung des Übergangs der Schiene erreicht wird und sich die Biegungsbeanspruchungen entsprechend verringern. Bei der Wahl zwischen den beiden Möglichkeiten, entweder durch konstruktive Maßnahmen die Biegung der Schienen zu vermindern oder aber weiche Träger überhaupt zu verbieten, ist es natürlich nahelegend, anstatt einengender Vorschriften für die Haupttragkonstruktion lieber eine elastisch-nachgiebige Auflagerung der Gleise vorzusehen. Die konstruktiven Möglichkeiten hierfür bestehen darin, federnde Unterlagsplatten, federnde Schwellen, federnde Schienenträger oder Querträger usw. anzuwenden, wobei die federnden Auflagerungen gegen Abheben gesichert sein müssen. Endquerträger zum Anheben schwerer Brücken dürfen hierbei wegen ihrer großen Steifigkeit ebensowenig wie das Mauerwerk der Widerlager mit dem Gleis in unmittelbare Berührung kommen.

Es ist also nicht erforderlich, den Bau weicher Konstruktionen zu unterbinden, falls dies in anderer Hinsicht Vorteile bieten sollte.

Bei weichen Brücken, bei denen an irgendeiner Stelle ein Knickwinkel auftreten kann, der größer als etwa 0,008 ist, ist aber besonderes Augenmerk auf eine weiche Ausrundung an den Übergangsstellen zu richten.

Es bleibt noch zu prüfen, ob der Fall eintreten kann, daß bei großen Fahrzeugen mit vielen Achsen in einem Rahmen die Radspurkränze und das Federspiel nicht ausreichen, um alle Räder im Eingriff mit der Schiene zu halten. Z. B. könnten die Vorderräder einer Lokomotive beim Übergang vom ansteigenden Brückenende zum ebenen Widerlager wie auch beim Auffahren vom Widerlager auf die belastete und durchgebogene Brücke oder aber auch über einem Mittelpfeiler, auf dem die beiderseits anschließenden Öffnungen getrennt gelenkig gelagert sind, ihre Führung verlieren. Wenn damit auch noch keine unmittelbare Entgleisungsgefahr verbunden zu sein braucht, da die Spurkränze der nachfolgenden Triebachsen ihre Führung ebenfalls erst verlieren müßten, so wären solche Übergänge aber in betrieblicher Hinsicht zweifellos unerwünscht.

Rechnet man bewußt viel zu ungünstig und läßt den Umstand außer acht, daß bei Entlastung der Vorderachse die folgenden Achsen stärker belastet werden und ihre Federung sich stärker durchbiegt, während sich die entlastete Vorderachse um den entsprechenden Federweg weiter absenkt, daß ferner das Gleis unter der höheren örtlichen Belastung mehr nachgibt und außerdem in der Regel noch eine Überhöhung für Verkehrslast vorhanden ist, so ergäbe sich mit diesen Vernachlässigungen ein kritischer Knickwinkel ähnlicher Größenordnung wie bei der Schienenbiegung. Rechnet man z. B. mit einer Spurkränzhöhe von 20 mm bei einem Abstand der Vorderachse von 2500 mm, so wäre ebenfalls ein Winkel mit dem Bogenmaß 0,008 schon als Grenze anzusehen. Durch Überhöhung nach heutigen Vorschriften wird dieser Winkel um $\frac{1}{4}$ verkleinert und bei Berücksichtigung aller auftretenden Federungen und elastischen Nachgiebigkeiten weiterhin noch beträchtlich mehr. Da erfahrungsgemäß bei der Bemessung eines Tragwerks für die auftretenden Momente und Querkräfte extrem formänderungsweiche Träger nicht entstehen, so besteht in den praktisch möglichen Fällen keine Entgleisungsgefahr aus der Durchbiegung und kein An-

laß zur Aufnahme von Durchbiegungsbegrenzungen in die Berechnungsvorschriften. Es empfiehlt sich aber auch aus diesen Überlegungen heraus wieder, konstruktive Maßnahmen für eine weiche Lagerung der Schienen weicher Brückentragwerke an den Übergangsstellen vorzusehen und den Übergang von harter Lagerung auf den Anschlußstrecken zu einer weichen Lagerung auf der Brücke nicht plötzlich, sondern allmählich erfolgen zu lassen.

Wie die eingehenden Messungen des Bundesbahn-Zentralamtes München zeigten, besteht besonders bei Brücken mit kleineren und mittleren Stützweiten wenig Übereinstimmung zwischen dem Laufweg der einzelnen Achsen eines vielachsigen Fahrzeugs mit der jeweiligen statischen Biege- oder Senklinie einer Brückenkonstruktion, auch nicht bei sehr langsamer Fahrt.

Dynamische Einflüsse.

Neben dem schon behandelten Zimmermanneffekt bleiben noch die sonstigen Auswirkungen niedriger Trägerhöhen auf das Schwingverhalten von Brücken im Verkehr zu erörtern. Es ist nicht der Sinn der folgenden Ausführungen, auf die vielfältigen Zusammenhänge auf dem Gebiet der Brückenschwingungen und die hieraus herzuleitenden dynamischen Einflüsse in ihrer Gesamtheit einzugehen. Vielmehr soll nur auf diejenigen wesentlichen Erscheinungen hingewiesen werden, die für die Frage der Durchbiegungsvorschriften von Bedeutung sind.

Außer der Beeinflussung der Tragfähigkeit von Brücken durch Schwingungen und der Herabminderung ihrer Belastbarkeit bei Resonanz zwischen Erregung und Eigenschwingungen bzw. bei Einschwingvorgängen besteht auch noch eine physiologisch-psychologische Einwirkung von Brückenschwingungen auf die Passanten. Da es sich bei einer Brücke auch um einen Gegenstand des täglichen Gebrauchs handelt, sollte dieser Punkt nicht ganz ohne Beachtung bleiben, zumal er nach Ansicht des Verfassers die Hauptursache für das Entstehen der Durchbiegungsbeschränkungen war.

Die Sicherheit einer Brücke kann durch Schwingungen nur bei Resonanz in stationärem Zustand ernstlich beeinträchtigt werden. Jedoch sind auch gewisse Aufschaukelungsvorgänge mit Eigenschwingungszuständen u. U. nicht ohne Einfluß. Unrhythmische Stöße können hingegen keine überraschenden Wirkungen ergeben.

Die möglichen Ursachen für stationäre Resonanzzustände durch Verkehrseinwirkung sind bei Brücken so gut wie ausgeschlossen. Straßenbrücken, bei denen gefährliche Aufschaukelungen durch Fußgänger gegenüber der Bemessung für eine hohe rechnerische Verkehrsbelastung normalerweise kaum mehr zu befürchten sind, sollen hier unberücksichtigt bleiben. Dagegen werden besonders die rhythmischen Einwirkungen der Schienenfahrzeuge auf Gleisbrücken betrachtet und Vor- und Nachteile verschiedener Trägersteifigkeiten untersucht.

Bekanntlich führen die Schwingwirkungen bei Eisenbahnbrücken auch bei zeitweiliger Resonanz nicht zur vollen Aufschaukelung, dem Resonanzbeharrungszustand, sondern nur zu Einschwingvorgängen, die diesen Zustand einleiten. Da die Erregerkräfte ortsveränderlich sind und rasch weiterwandern, ändern sich mit den wechselnden Laststellungen auch die Eigenfrequenzen des Systems. Eine etwaige Übereinstimmung zwischen Erreger- und Eigenfrequenz wird damit rasch wieder verändert und die Gefahr voller stationärer Resonanz beseitigt.

Die stärksten rhythmischen Schwingungsimpulse gehen von den Unwuchten der Lokomotivtriebäder mit Stangenantrieb aus. Nach den „Technischen Vereinbarungen“ sind ihre Tribraddurchmesser so zu wählen, daß die sekundlichen Drehzahlen bei größter zulässiger Geschwindigkeit je nach Bauart höchstens 3 bis 6 Hz erreichen [7, 8]. Die Unwuchten werden in der Regel so bemessen, daß die Fliehkräfte bei der größten zulässigen Geschwindigkeit

15 % der ruhenden Radlast nicht überschreiten, wobei die periodischen, sinusförmigen Radlastschwankungen sich proportional dem Quadrat der Drehzahl des Triebades verhalten. Bei periodischer Einwirkung mehrerer Triebachsen hintereinander besteht die Möglichkeit, daß einzelne Tragglieder zufällig in ihrer Eigenfrequenz mehrfach zum Einschwingen angeregt werden.

Rhythmische Impulse anderer nicht sinusförmiger Art werden durch unrunde Räder verursacht, die durch Abschleifen der Radreifen bei blockierter Bremse entstehen können.

Als weitere Möglichkeit zu resonanzähnlichen Erscheinungen in der gegenseitigen Beeinflussung von Fahrzeug und Brückenkonstruktion erwähnt Brückmann die Abstandswirkungen der Tragkonstruktion, z. B. der Schwellen und Querträger, sowie die Abstandswirkungen der Fahrzeuge und hier besonders der Loktriebräder, die bei den Messungen des Bundesbahn-Zentralamtes alle einzeln eruiert werden konnten. Die Abstandswirkung der Querträger kann außer auf dem schon beschriebenen Zimmermanneffekt noch auf anderen statischen und dynamischen Wirkungen beruhen, wobei die Verkehrslasten entsprechend dem Querträgerabstand rhythmisch veränderliche Kräfte auf die Brücke ausüben.

Auch die Schwingungen der abgefederten Massen der Fahrzeuge können eine gewisse Rolle spielen.

Stellt man die Forderung, Brückentragwerke konstruktiv so zu bemessen, daß Resonanzmöglichkeiten zwischen periodischen Schwingungserregungen der Verkehrslast und den Eigenfrequenzen des belasteten Bauwerks vermieden werden, so ergeben sich dadurch Schwierigkeiten bei Eisenbahnbrücken, daß sie für jede Geschwindigkeit befahrbar sein müssen, und daß Lokomotiven mit Stangenantrieb oder mit gleichen Achsabständen nicht ausgeschlossen werden können. Während die Abstandswirkungen der Querträger durch bauliche Maßnahmen sehr gemildert werden können, ist ihre Beseitigung bei Fahrzeugen durch konstruktive Änderungen etwa auf sehr verschiedene Achsabstände nicht diskutabel.

Sollten ohne Änderung der gegebenen Belastungen gewisse Eigenfrequenzen ausgeschaltet werden, so müßten die Trägersteifigkeiten derart gewählt werden, daß gewisse Absolutwerte der maximalen Durchbiegung vermieden werden. Wenn f die größte Durchbiegung unter ständiger Last und ruhender Verkehrslast bedeutet, entspricht die Grundfrequenz der Eigenschwingungen dem Wert

$n_0 = \pi/16 \sqrt{5g/6f} = c/\sqrt{f}$ in Hertz, wobei $c = 5,61 \text{ [cm}^{1/2} \text{ s}^{-1}\text{]}$. Dampflokomotiven haben bei der je nach Bauart größten zulässigen Geschwindigkeit Drehzahlen zwischen 3 und 6 Hz. Wenn solche Eigenfrequenzen der Brücke und entsprechende Resonanzmöglichkeiten mit den Triebadwirkungen vermieden werden sollen, dürfte die größte Durchbiegung nicht zwischen 3,5 und 0,9 cm liegen. Die Hauptträger weitgespannter Brücken werden bei den üblichen hohen Geschwindigkeiten im allgemeinen außerhalb des Resonanzbereichs liegen, während kürzere Träger, die höhere Eigenfrequenz haben, sich häufig in Erregungsbereichen befinden, bei denen Resonanzmöglichkeiten zu irgendwelchen Wirkungen der Fahrzeuge bestehen. Ein Ausweichen in hohe Steifigkeiten der Tragkonstruktionen, bei denen die Schienen zusammen mit der Konstruktion weniger als 9 mm Einsenkung haben, ist in der Praxis nur bei kleinen Stützweiten möglich, sonst aber in der Regel nicht ausführbar.

Bei kleineren Geschwindigkeiten werden die von den Triebädern ausgeübten periodischen Erregerkräfte dem Quadrat der Drehzahl entsprechend kleiner. Die kleineren Erregerkräfte ergeben in Resonanznähe, die bei den maßgebenden niedrigeren Frequenzen dann bei biegeweicheren Systemen mit größeren Durchbiegungen liegt, auch eine geringere relative Vergrößerung des Schwingungsaus-

schlages und damit der Größtspannungen, als sie im Fall steiferer Systeme und höherer Erregerkräfte auftreten kann. Die Schwingbeiwerte, die den Spannungen unter ruhender Last zugeschlagen werden müssen, um die beobachteten, aus kinetischen Wirkungen entstehenden Größtwerte zu erfassen, könnten also bei weicheren Systemen niedriger gehalten werden, oder es würde sich bei Beibehaltung des Schwingbeiwertes eine größere Sicherheit ergeben. Dies trifft z. B. für „tiefabgestimmte“ Fahrbahnen von Gleisbrücken zu, d. h. Fahrbahnen mit niedriger Eigenfrequenz, die bewußt weicher gehalten werden, während die Hauptträger hierbei zweckmäßig steifer zu bemessen sind [9]. Durch die Tiefabstimmung der Fahrbahn werden die kinetischen Wirkungen von echten Fahrzeugstößen infolge unebener Fahrbahn oder unrunder Räder entsprechend weicher abgefangen und kleinere Kraftwirkungen ausgelöst. Durch Versuche wäre noch festzustellen, wie weit die Schwingbeiwerte für weiche Tragkonstruktionen vermindert werden können.

Die durch Schwingungen erzeugten psychologischen Einwirkungen auf Fußgänger, die das Schwingungsverhalten beobachten, beruhen auf einer Beeinträchtigung des persönlichen Sicherheitsgefühls, die subjektiv sehr verschieden stark in Erscheinung tritt. Durch Bauwerkschwingungen entsteht für Laien leicht der Eindruck einer zu schwachen Tragkonstruktion und damit persönlicher Gefahr. Bei der Anbringung eines Schildes „Vorsicht Einsturzgefahr“ an einer an sich keineswegs baufälligen, seit vielen Jahrzehnten in lebhaftem Verkehr liegenden Straßenbrücke konnten solche Auswirkungen deutlich beobachtet werden.

Das subjektive Gefühl für Schwingungen, wie überhaupt für jede Bewegung, wird durch die Massenbeschleunigungs- und -verzögerungskräfte angeregt, denen der menschliche Körper ausgesetzt wird. In diesem Zusammenhang ist jedoch die Wirkung rascher Vibrationen, die infolge ihrer starken Dämpfung im Körper nur örtlich wahrnehmbar sind, weniger von Interesse. Unter einer gewissen Reizschwelle sind Beschleunigungseinwirkungen nicht mehr wahrnehmbar, wodurch sich die bekannte Erscheinung ergibt, daß der menschliche Organismus bei weitgespannten Brücken nicht in der Lage ist, deren lotrechte Biegegrundschwingungen wahrzunehmen.

So hatte man z. B. bei der seinerzeitigen Planung der Elbehochbrücke in Hamburg, die als erdverankerte Hängebrücke eine 546 m weit gestützte Mittelöffnung erhalten sollte, Bedenken, ob die durch den zu überführenden Eisenbahnverkehr zu erwartenden Schwingungen nicht von den Fußgängern störend empfunden werden könnten. Man errechnete für die statischen Formänderungen folgende ungünstigsten Vertikalbewegungen, die innerhalb 50 Sekunden auftraten konnten: eine Hebung um 13 cm, hierauf eine Senkung um 49 cm, dann eine Hebung um 47 cm und zur Nullage zurück eine Senkung um 11 cm. Der mittlere Teil dieser Bewegung ist eine Schwingung mit der Amplitude 49 cm und der Dauer von 33 Sekunden.

Es war möglich, diese Bewegung an einer Hubbrücke sehr genau nachzuahmen, und zwar wurde in 32 Sekunden eine Hebung und Senkung der Brücke um 50 cm durchgeführt, wobei die Massenbeschleunigungen und -verzögerungen denjenigen des Fußgängers auf der projektierten Brücke entsprachen. Diese Bewegung war für die auf der Brücke befindlichen Versuchspersonen durch das Gefühl überhaupt nicht wahrnehmbar. Erst durch Anvisieren eines festen Punktes konnte man erkennen, ob sich die Brücke in Bewegung befand oder nicht.

Für die größeren Schwingungsfrequenzen bei kleinen Stützweiten ist der menschliche Organismus hingegen wieder empfindlicher.

Die Schätzung der wahrgenommenen Schwingweiten übertrifft die Messung im allgemeinen um einen vielfachen

Betrag, so daß das überstarke Ansprechen des Gefühls hierbei klar ersichtlich wird.

Wenn man beim Entwurf von Brücken das psychologische Moment berücksichtigen wollte, müßte man von der größten zu erwartenden Massenbeschleunigung eines Brückenteils durch einen besonders kräftigen Impuls aus der Verkehrslast ausgehen. Die Massenbeschleunigung ist proportional dem Verhältnis der Durchbiegung aus der Erregerkraft zur Gesamtdurchbiegung aus ständiger Last und gerade vorhandener Verkehrslast.

Um die unter normalem Verkehr auftretenden Schwingungen verschiedener Brücken in ihrer gefühlsmäßigen Wirkung miteinander zu vergleichen oder um für eine geplante Brücke eine derartige Voraussage machen zu können, ist die lotrechte Durchbiegung aus der Erregerkraft derjenigen aus ständiger Last und zufällig vorhandener Verkehrslast gegenüberzustellen. Ist dieses Verhältnis für die Hauptträger zweier verschiedener Brücken zufällig gleich, so hat auch ein am Hauptträger stehender Beobachter das Gefühl von Schwingungen derselben „Intensität“. Es wäre abwegig, bei einem solchen Vergleich vom Verhältnis der Durchbiegung unter maximaler ruhender Verkehrslast zur Stützweite auszugehen. Bei einem leichten Steg kleiner Stützweite und einer schweren Brücke großer Stützweite mit derselben relativen Durchbiegung ist das Verhältnis der auftretenden Erregerkräfte zu der zu beschleunigenden Masse und damit die psychologische Wirkung der Schwingungen denkbar verschieden.

Der Gedanke, gewisse Höchstwerte im Verhältnis zur Erdbeschleunigung als erträgliche Grenze für das Schwingungsverhalten von Brücken festzulegen, führt nicht zu eindeutigen Ergebnissen. Wirklich objektive Grenzen dieser Art sind nicht zu ziehen, da das Sicherheitsgefühl subjektiv von der Gewohnheit und dem Vertrauen in das Können der Technik ganz wesentlich beeinflusst wird, wie das Beispiel des gefederten Fahrzeugs beweist, dem trotz kräftiger Schwingungsausschläge von niemandem Mißtrauen entgegengebracht wird. Fälle, bei denen die Massenbeschleunigungen eines Brückenteils auch nur wenige Prozent der Erdbeschleunigung erreichen und die schon eine gewisse objektive Beeinträchtigung des Wertes einer Brücke darstellen würden, sind praktisch kaum denkbar. Es besteht daher wohl kein zwingendes Bedürfnis, das Sicherheitsgefühl des Brückenbenutzers durch irgendwelche Vorschriften über das zulässige Schwingungsverhalten der Brücke zu festigen. Es genügt, das Publikum mit der Tatsache vertraut zu machen, daß kleine Schwingungsbewegungen bei Brücken unbedenklich sind, denn unsere

Brücken vermögen viel höhere Beanspruchungen aufzunehmen, als es den üblichen Verkehrslasten entspricht.

Zusammenfassend kann somit festgestellt werden, daß, abgesehen von der Laufunruhe extrem leichter und schneller Fahrzeuge beim Übergang auf die für ständige Last und einen Teil der Verkehrslast als durchschnittliche Betriebslast überhöhte Brücke und bei Beachtung der Biegebungsbeanspruchungen der Schienen über Gelenkpunkten, keine Argumente gegen biegungsweiche Gleisbrücken vorliegen, die eine allgemeine Berschränkungs Vorschrift bezüglich zulässiger Durchbiegungen rechtfertigen könnten. Man würde sich im Gegenteil die Möglichkeit versperrern, gewisse Vorteile wahrzunehmen, die weiche Konstruktionen in dynamischer und häufig auch in wirtschaftlicher Hinsicht bieten.

Die Anschauungen der Generation Melans, in der man steif gleich solid setzte bzw. in der relativen Steifigkeit einer Konstruktion ein besonderes Gütekriterium gefunden zu haben glaubte und die Vorstellung hatte, daß steifere Träger auch eine entsprechend höhere Widerstandsfähigkeit bei Schwingungsbeanspruchungen besitzen müßten, sind vielerorts noch immer nicht restlos überwunden. Es gibt Länder, in denen auch heute noch mit Sorgfalt darüber gewacht wird, daß Eisenbahnbrücken und städtische Straßenbrücken keine größere Durchbiegung als 1/1000 der Stützweite haben dürfen, und die bereit sind, die für die Einhaltung dieser Steifigkeitsvorschriften erforderlichen, mitunter beträchtlichen Mehrkosten zu tragen. Der Fortfall der Durchbiegungsbeschränkungen der Deutschen Bundesbahn in der letzten Ausgabe der BE. ist als erheblicher Fortschritt in der Befreiung von überlieferten Vorurteilen zu werten. Es ist zu hoffen, daß veraltete, noch nicht revidierte Anschauungen über die an die Steifigkeit von Brückenträgern zu stellenden Anforderungen allgemein bald einer wohlabgewogenen Beurteilung Platz machen werden.

Literatur.

1. A. Senft: Der Stahlbau 17 (1944) S. 55.
2. F. l'Allemand: Der Eisenbau (1910) S. 202.
3. Lantzendörffer: Zbl. Bauverw. (1882) S. 413.
4. H. Zimmermann: Zbl. Bauverw. (1883) S. 417.
5. J. Melan: Der Brückenbau, 3. Bd., 1. Hälfte, Leipzig 1914, S. 36.
6. H. Zimmermann: Die Schwingungen eines Trägers mit bewegter Last, Berlin 1896.
7. K. Brückmann: Der Eisenbahnbau (1950) S. 230.
8. K. Brückmann: Durch periodische Änderungen der Trieblasten erregte erzwungene lotrechte Schwingungen von Eisenbahnbrücken als Einschwingvorgänge von massveränderlichen und gedämpften Schwingssystemen. Deutscher Stahlbau-Verband Köln 1952.
9. W. Pfaff: Bauingenieur 29 (1954) S. 85.

Kurze Technische Berichte.

Wiederaufleben des Baues von Steinschüttdämmen in den Vereinigten Staaten.

Der Steinschüttdamm hat in den Vereinigten Staaten in den letzten Jahren wieder stark an Bedeutung gewonnen. Allein im Jahre 1952 sind 3 Dämme dieser Art gebaut worden, nämlich der Cedar Cliff-Damm in Nordcarolina, der Kenney-Damm in

Britisch-Columbien und der Bear River-Damm in Kalifornien. Die beiden erstgenannten Dämme gehören der Aluminum Company of America bzw. Canada, der letztgenannte der Pacific Gas & Elektrizitätsgesellschaft in Kalifornien. Cedar Cliff- und Kenney-Damm weisen eine schräge, mit Schaffsüßwalzen verdichtete Tondichtung auf, während der Bear River Damm durch eine wasserseitige Betondecke gesichert wurde, vgl. Abb. 1a und 1b.

Die amerikanischen Steinschüttdämme reichen bekanntlich schon bis zu den Tagen der kalifornischen Goldgräber um die Mitte des vorigen Jahrhunderts zurück. Unter den 25 in Betrieb befindlichen Steinschüttdämmen sind der 85 m hohe Dix River-Damm und der 100 m hohe Salt Springs-Damm besonders bemerkenswert. Alle diese Dämme weisen eine wasserseitige Betonabdeckung auf. Der jüngste Vertreter dieser Bauweise, der Bear-River-Damm, ist gegenüber den früheren Ausführungen im wesentlichen dadurch verbessert worden, daß die Betonabdeckung nicht unmittelbar auf der Steinschüttung lagert, sondern daß eine dicke Lage maschinen und handgesetzter Steine von 3 m Kronenstärke und 7 m Sohlenstärke zwischengeschaltet wurde, während der Steinschüttkörper

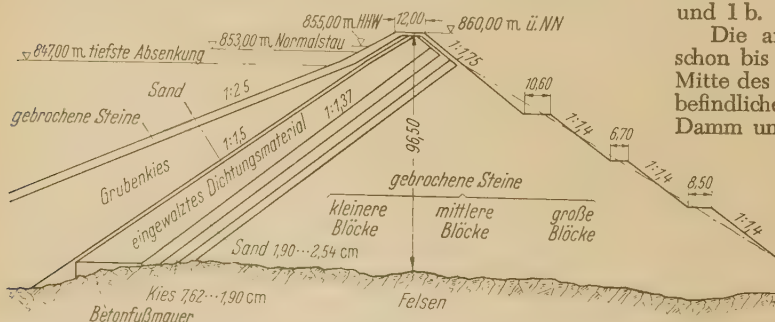


Abb. 1a. Kenney-Damm (Brit. Columbien).

wie früher durch Vorkopfschüttung hergestellt wurde. Aber darüber hinaus hat man in großem Umfange Monitoren eingesetzt, um alles lockere und feine Material herauszuspielen und so das Setzungsmaß herabzusetzen. Diesem Zweck dient auch eine wesentlich gesteigerte Fallhöhe der Vorkopfschüttung, durch welche spitze Ecken weitgehend abgestoßen und

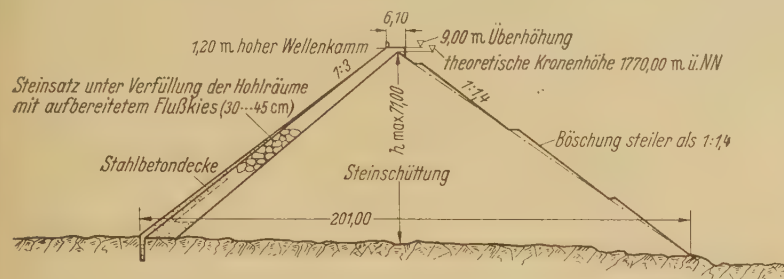


Abb. 1 b. Bear River-Damm (Kalifornien).

ein besseres, natürliches Ineinanderrütteln der Steine erzielt wurde. Die zum Abspritzen verwendete Wassermenge beläuft sich etwa auf das 2- bis 4fache des Schüttkörpervolumens. Ferner ist man bestrebt, die großen Steine nach der Wasserseite zu abzukippen, um den guten Sitz der Betonabdeckung auf der Maschinenpacklage noch weiter zu sichern, Abb. 2.

Beim Bear River-Damm (Abb. 3) besteht die Betonabdeckung aus quadratischen Tafeln von 18 m Breite mit dazwischen liegenden, durch Kupferbleche gedichteten Dehnungsfugen. Unter diesen befinden sich Betonbalken von 1,2 m Breite und 0,6 m Tiefe, die die Herstellung der Fugendichtung erleichtern, eine gewisse Beweglichkeit sicherstellen und im Falle von Dichtungsbeschädigungen größere Durchsickerungen verhindern sollen. Die Dicke der Platten nimmt von 0,3 m an der Krone auf 0,7 m an der Sohle zu und die Bewehrung ist bei den kleineren Wandstärken in der Mitte, bei den größeren in Doppellage angeordnet, wobei die Eisenabstände an der Krone 0,2 m, an der Sohle 0,3 m betragen. Die Platten sind nach der Oberwasserseite zu leicht gekrümmt, so daß beim Setzen des Dammes der Fugenabstand verringert wird. Bei gefülltem Becken wird ein größtes Setzmaß von 0,6 m erwartet.

Die Befürworter der Betonabdeckung und des schrägen Tonkerns beharren beide zäh auf ihrem Standpunkt. Mr. J. P. Crowdon von der Aluminum Company of America weist darauf hin, daß der schräge Tonkern nachgiebig ist und daher hinreichende Sicherheit gegenüber Reißbildung bietet. Seine Bauweise lehne sich eng an die Erdmoränedämme der Natur in alten Urstromtälern an, die im wesentlichen aus grobem Material bestehen, das nach der Wasserseite zu immer feiner wird und an der Oberfläche schließlich durch glaziales Schluffmaterial gedichtet ist.

Die meisten dieser Naturdämme haben sich als überraschend wasserdicht erwiesen und Tausende von Jahren ihren Dienst getan. Hieraus schloß Crowdon, daß ein ähnliches Ergebnis auch mit technischen Mitteln erreichbar sein müßte. Diesbezügliche Studien ergaben, daß unterwasserseitig vom Dichtungskörper ein passend aufgebautes Filter erforderlich ist, das den Kern gegen ein Ausfließen in die Steinschüttung sichern muß. Auch an der Oberwasserseite ist ein entsprechendes Filter erforderlich, um das Dichtungsmaterial gegen Wellenschlag und plötzliche Staubeckenabsenkung zu schützen. Der erste Vertreter der neuen Bauweise war der Nantahala-Damm in Nordcarolina, dem sich Glenville-, Queen Creek- und Cedar-Cliff-Damm anschlossen. Ein weiterer Damm, der 75 m hohe Bear Creak-Damm, befindet sich in Nordcarolina in Bauausführung.

Im einzelnen weist Crowdon auf die folgenden Vorteile hin: Das Gewicht der Steinschüttung und der Wasserauflast wird direkt auf den Baugrund übertragen und die Lastverteilung nimmt allmählich vom Minimum zum Maximum zu. Der Steinschüttkörper ist unterhalb der Tondichtung trocken und dementsprechend Sohlenwasserdruck ausgeschlossen, was insbesondere bei Erdbebengefahr und im Falle von Bombenangriffen von gro-

ßer Wichtigkeit ist. Der Steinschüttkörper ist im ganzen nachgiebig und kann sich daher weitgehend den Setzungen anpassen, so daß der Sickerverlust im Laufe der Zeit nicht größer werden wird. Das Tonmaterial der Dichtung hat bereits die Endstufe der geologischen Zersetzung erreicht und wird sich daher nicht mehr verändern, während eine Betonabdeckung als starrer Körper in sich reißen kann und damit vermehrte Sickerverluste im Gefolge haben wird; außerdem ist die Betonabdeckung frostgefährdet und der Verwitterung ausgesetzt.

Demgegenüber weist Mr. J. C. Steele darauf hin, daß es nichts bedeutet, wenn alle 100 Jahre die Betonabdeckung erneuert werden muß, da bis dahin sie lange amortisiert ist. Ferner fühlt er sich wohler, wenn er den Dichtungskörper jederzeit besichtigen kann, anstatt daß er für alle Zeiten unter einer Steinschüttung verborgen ist. Auch die Bildung von Rissen in der Betonab-



Abb. 2. Vorkopfschüttung und Abspritzen des Schüttmaterials beim Bear River-Damm.

deckung betrachtet er nicht als schwerwiegend, da bei den Dämmen der Pacific Gas & Elektrizitätsgesellschaft das Staubecken Jahr für Jahr leer wird und daher die Betonabdeckung besichtigt und gegebenenfalls ausgebessert werden kann. Bei dem 100 m hohen Salt Springs-Damm waren in den letzten 7 Jahren keinerlei Reparaturarbeiten an der Betonabdeckung notwendig.

Der Kenney-Damm in Canada wurde nach dem Crowdon-schen Verfahren hergestellt, da die Pendelwasserhöhe nur 14 m

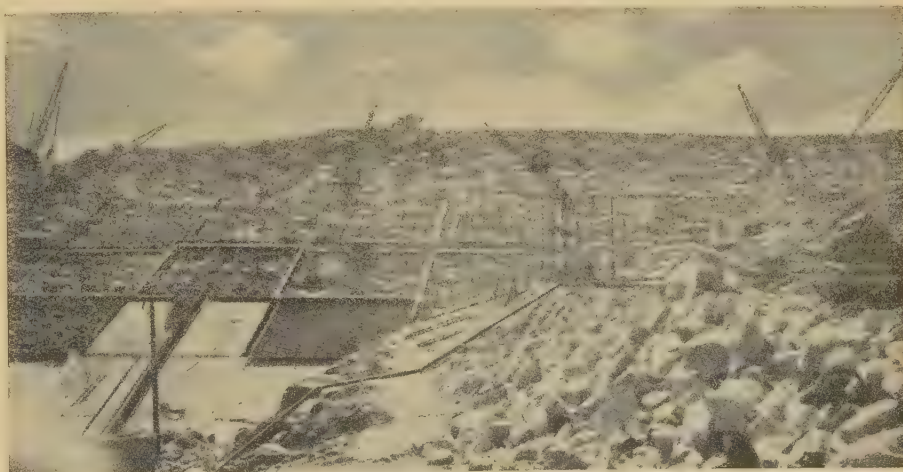


Abb. 3. Herstellung der Stahlbetondecke beim Bear River-Damm.

betrug und infolgedessen keine Möglichkeit zu einer Besichtigung der Betonabdeckung ohne Stilllegen der Anlage gegeben war. Bemerkenswerte Neuerungen sind die Schaffung einer ebenen Betonauflage über dem Gründungsfelsen längs des Dichtungskerns im Talgrund (Abb. 1 a) und eine 25 bis 50 mm starke Torkretsicht an den Hängen im Bereich der Tondichtung.

Über Stärke und Kornabstufung der Filter und des Dichtungsmaterials gibt die nachfolgende Zahlentafel für Nantahala- und Kenney-Damm Auskunft:

	Dicke in m	
	Nantahala-Damm	Kenney-Damm
Unterwasserseitiges Filter:		
25,0 bis 7,5 cm	4,42	6,12
7,5 bis 1,9 cm		6,60
7,5 bis 1,2 cm	1,95	
< 1,9 cm		8,16
< 1,2 cm	1,95	
Kerndichtung:		
Kernkrone	3,90	15,42
Kernsohle	8,70	27,60
Oberwasserseitiges Filter:		
Sand		2,55
Kies	1,50	
< 1,2 cm		3,0 · 75,0
7,5 bis 1,2 cm	1,50	

Nach Growdon genügen theoretisch sehr dünne Filterlagen, aber praktisch müssen die Filter stark genug sein, um den Setzungen der Steinschüttung ohne Bruchgefahr zu folgen. Die Kornabstufungen wurden in bekannter Weise so gewählt, daß die Hohlräume zwischen den größeren Teilchen gerade durch die Teilchen der folgenden Lage verstopft wurden und so das Ausfließen des feineren Materials verhinderten. Die größeren Filterstärken und oberwasserseitigen Steinauflagen beim Kenney-Damm waren durch die großen zur Verfügung stehenden Sand- und Kiesmengen bedingt; beim Nantahala-Damm zwang der Mangel an Dichtungsmaterial zu einer Verstärkung der Filterstärke, im Gegensatz zum Kenney-Damm, wo auch Kernmaterial in großen Mengen zur Verfügung stand.

Bemerkenswert sind die Rütteltischversuche, die zur Prüfung des Kenney-Dammes von der Materialprüfungsanstalt der Universität von Kalifornien durchgeführt wurden. Der Modellmaßstab betrug 1:150 und wurde auch hinsichtlich der Körnung sorgfältig eingehalten. Die Versuchsergebnisse ließen einen sehr großen Widerstand der Steinschüttedämme gegenüber Erdbebenstößen erkennen. Es traten keinerlei Brüche auf, obwohl die gewählten Beschleunigungen 2 bis 3mal so groß waren als die größten, bisher bekannten Werte. (Nach Engineering News Record 1953, S. 35 bis 38.) F. Tölke, Stuttgart.

Billigere Auskleidungen von Bewässerungskanälen.

Während einer Zeitspanne wachsender Baukosten (1946 bis 1953) ist es dem Bureau of Reclamation (Entwicklungsinstitut) in Denver USA gelungen, die Kosten für die Auskleidung von Bewässerungskanälen durch die Entwicklung neuer Konstruktionen, durch größere Mechanisierung, durch Einschränkung der Ausführungsarten und durch die freiere Gestaltung der Ausschreibungsbedingungen zu verringern. Die Ersparnis erkennt man leicht an den durchschnittlichen Ausschreibungsergebnissen. Im Jahre 1946 ergaben die Ausschreibungen für alle USBR-Kanalauskleidungen einen Durchschnitt von 3,12 Dollar je m². 1952 war dagegen trotz gestiegener Preise der Durchschnitt nur noch 2,40 Dollar je m². Die Bedeutung der Ersparnisse wird klar, wenn man bedenkt, daß das USBR-Programm Millionen von Quadratmetern umfaßt.

Natürlich ist niemals eine bestimmte Art der Auskleidung an allen Verwendungsstellen am billigsten oder am geeignetsten. Die Untergrundverhältnisse und die klimatischen Bedingungen, die verfügbaren Baustoffe, die Größe des Objekts sowie die Leistungsfähigkeit der örtlichen Unternehmer sind alles wichtige Faktoren, die die Wirtschaftlichkeit und Anwendbarkeit einer besonderen Methode beeinflussen.

Der Hauptzweck der Auskleidung von Bewässerungskanälen ist die Einschränkung von Sickerverlusten und die Verhinderung der Erosion. Das wird in befriedigender Weise bei geringsten Kosten durch die neuerdings entwickelte „starkverdichtete Erdauskleidung“ erreicht. Es muß aber eine geeignete Erde innerhalb einer wirtschaftlich tragbaren Entfernung vorhanden sein, und die Arbeit muß groß genug sein, um den Einsatz von Großgerät für die Erdbewegung und die Verdichtung zu ermöglichen.

Asphaltbahnen, sowohl an Ort und Stelle aufgespritzte als auch vorgefertigte, haben sich hinsichtlich der Sickerverluste

als billig und gut erwiesen, sie brauchen aber in der Regel eine Schutzschicht gegen die Einwirkung der Erosion.

Betonauskleidungen, die lange als „die“ Auskleidung für Bewässerungskanäle angesehen wurden, sind durch Weglassen der Bewehrung und durch die Entwicklung besonderer Fertiger für Ausführungen kleineren Umfangs verbilligt worden. Eine große Anzahl anderer Baustoffe und Baumethoden sind ausprobiert worden, und einige vielversprechende, andere werden noch erprobt. In nachstehender Tabelle sind die Durchschnittskosten der heute verwendeten Auskleidungen zusammengestellt.

Durchschnittskosten je m² in Dollar	
Art der Auskleidung	Kosten
Starkverdichtete Erdauskleidung	0,72
An Ort und Stelle aufgespritzte Asphaltbahn	1,14
Vorgefertigte Asphaltbahn	1,32
Durch Fertiger eingebrachter unbewehrter Beton, 5–10 cm stark	2,70

Die starkverdichtete Erdauskleidung. Diese wurde entwickelt, um das in großem Umfang vorhandene Großgerät für Erdarbeiten auszunützen. Gut ausgesuchte wasserundurchlässige Massen werden sowohl auf der Sohle als auch auf den Böschungen in waagrechten Lagen von etwa 15 cm Stärke eingebracht und verdichtet (Abb. 1). Um zu erreichen, daß die

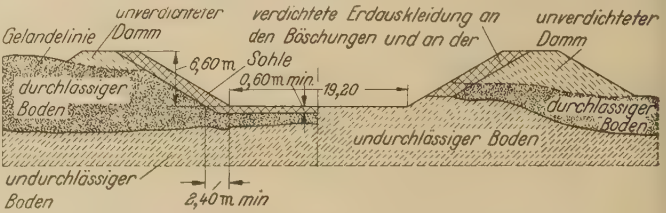


Abb. 1. Die starkverdichtete Erdauskleidung kann den örtlichen Verhältnissen angepaßt werden, wie es diese beiden typischen Querschnitte zeigen. Die Böschungen müssen stärker abgedichtet werden, damit das normale Erdarbeitengerät benutzt werden kann.

Geräte stets in der Längsrichtung arbeiten, erhalten die aufeinander folgenden Lagen in den Böschungen eine Breite von 2,40 bis 3,00 m, wie aus Abb. 1 deutlich zu ersehen ist.

Eine sorgfältig hergestellte Erdauskleidung hat sich als stark undurchlässig erwiesen. Die Verluste betragen etwa 0,02 m³ auf 1 m² benetzte Fläche innerhalb 24 Stunden. Das entspricht etwa dem Verlust bei einer guten Betonauskleidung.

Geeignete Massen für die Auskleidung werden auf Grund von Laboratoriumsversuchen ausgewählt. Am geeignetsten ist ein gemischtkörniger Kies mit sandigem Lehm als Bindemittel.

An Ort und Stelle aufgespritzte Asphalttschicht. Im wesentlichen besteht diese aus einer 6 bis 9 mm starken Lage eines Spezialasphalts, der nach Erhitzung auf 200° C auf den Untergrund aufgespritzt wird (Abb. 2). Der Asphaltbelag



Abb. 2. Das Aufbringen heißen Asphalts durch eine Spritzvorrichtung für die Herstellung einer „verdeckten Asphaltmembrane“.

muß durch eine Schutzschicht aus Erde und Kies gegen Lösung vom Untergrund und gegen Beschädigung von oben geschützt werden. Diese Art der Ausführung wird daher auch „die verdeckte Asphaltmembrane“ genannt. Sie hat sich als sicher fest bewährt und ist im allgemeinen billig, es sei denn, daß die Massen für die Schutzschicht schwer zu beschaffen und von weither heranzubefördern sind. Infolge z. Z. noch geringer Erfahrungen läßt sich die Lebensdauer dieser Ausführung noch nicht übersehen.

Vorgefertigte Asphaltbahnen. Die geringen Kosten der vorerwähnten Auskleidung lassen sich nicht durchhalten,

wenn das Objekt zu klein wird und das Spritzgerät nicht genügend ausgenutzt werden kann. In diesem Falle werden vorgefertigte Asphaltbahnen von 90 cm Breite und 3 mm Stärke verwendet. Als Träger des Asphalts dienen Glasfaser-, Asbest- oder Jutegewebe. Die Bahnen werden entweder längs oder quer mit Überlappung verlegt und ebenfalls mit einer Schutzschicht aus Erde und Kies versehen. Die Kosten dieser Ausführung auf kleinen Baustellen sind nur etwa 15 % höher als die Kosten des Spritzasphalts auf großen Baustellen. Die Dichtungsbahnen kosten 35—45 Cents je m². Wahrscheinlich wird diese Art der Auskleidung bei kleineren Bewässerungen und vor allem auf Farmen Verbreitung finden.

Vor kurzem wurde eine wesentlich stärkere Asphaltbahn entwickelt, die ohne Schutzschicht verlegt werden soll. Die Bahnen sind wieder 90 cm breit, aber 4,5 bis 6,5 mm dick.

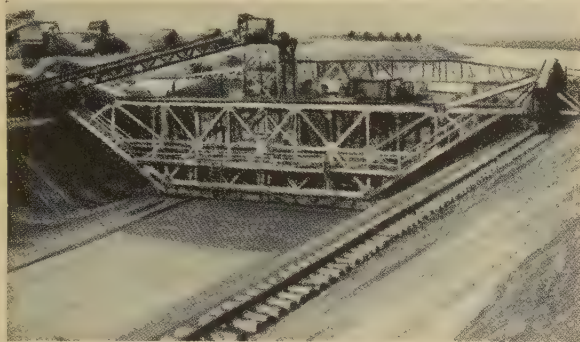


Abb. 3. Auf Schienen laufende Großfertiger sind viele Jahre hindurch benutzt worden. Die Kosten des Legens und Umlagens der Schienen sind für kleine Kanäle zu hoch.

Die dünneren Bahnen sollen in 2 Lagen verlegt werden. Die stärkere Bahn wiegt 16 kg/m² und kostet 96 Cents/m².

Die Entwicklung der Betonauskleidungen. Im Jahre 1948 haben Versuche ergeben, daß gewöhnlicher Beton seine Aufgaben als Auskleidung ebenso gut erfüllt wie bewehrter Beton. Man ließ deshalb die Bewehrung mit Ausnahme von den Stellen, wo ein Bruch eine Gemeinde gefährden könnte, fort. Damit ersparte man etwa 20 % der Gesamtkosten. Gewisse Zugeständnisse an die Genauigkeit der Linienführung und der Gradienten sowie hinsichtlich der Ausführung des Putzes gestatteten eine weitere Ersparnis und führten zur Entwicklung eines leichten Fertigers, der auf der Grabensohle fortbewegt werden kann und sich daher besonders für die Ausführung kleinerer Arbeiten eignet.

Die bisher verwendeten Groß-Fertiger, die auf Schienen am oberen Rand der Böschung fahren (Abb. 3), haben wohl bei

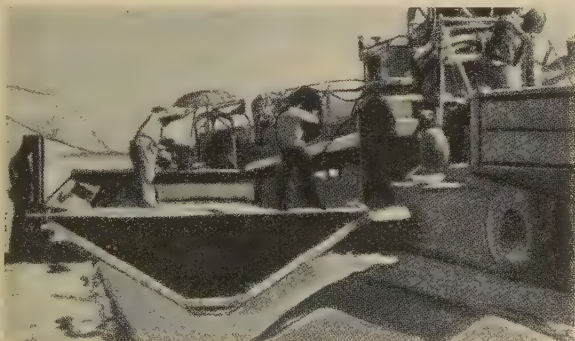


Abb. 4. Auf der Sohle fortbewegter Fertiger. Beschränkt auf kleine Kanäle, wurde diese billige Ausführung dadurch ermöglicht, daß auf die Bewehrung verzichtet und daß gewisse Zugeständnisse an die Genauigkeit der Oberflächenbeschaffenheit gemacht wurden.

großen Kanälen wirtschaftlich gearbeitet; eignen sich aber nicht für kleinere Ausführungen, bei denen der Betonverbrauch je m Kanal nur gering ist.

Durch den Fortfall der Bewehrung war es nun möglich, einen Fertiger unmittelbar auf die Kanalsohle aufzusetzen. Dieses neuerdings entwickelte Gerät — genannt „auf der Sohle fortbewegter Fertiger“ — besitzt einen vorn angebrachten Schlitten vom Profil des Kanals und eine hinten angebrachte Stampfplatte, die um die Stärke der Betonschicht höher montiert ist als der Schlitten. In der Mitte des Fertigers befindet sich ein Trichter mit Öffnungen nach unten und nach den Böschun-

gen. Der in den Trichter geschüttete Beton verbreitet sich über das ganze Grabenprofil und wird in dem Maße, wie der Fertiger durch Traktoren oder durch eigene Kraft vorwärtsbewegt wird, durch die Stampfplatte verdichtet (Abb. 4).

Mit diesen Kleinfertigern können 1600 m und mehr von einer 4 cm starken Betonauskleidung in Gräben von 1,50 bis 1,80 m Breite an einem Tage hergestellt werden. Auf kurzen Strecken sind bei ununterbrochener Betonzuführung sogar Leistungen von 1600 m in 1 Stunde erzielt worden. [Engineering News-Record 151 (1953) Nr. 19 vom 5. 11. 1953, S. 35.]

E. Weiß, Berlin.

Tieferlegung eines Gasleitungsdükers im Betriebe.

Die Transkontinentale Gasleitungsgesellschaft in den Vereinigten Staaten von Amerika betreibt seit 2 1/2 Jahren eine Unterwasserleitung quer durch den Hudson zur Versorgung der inneren Stadt von New York. Sie muß nun wegen Regulierung der Flußsohle rd. 5,6 m tiefer gelegt werden, wobei die Gaszufuhr natürlich nicht unterbrochen werden darf. Die

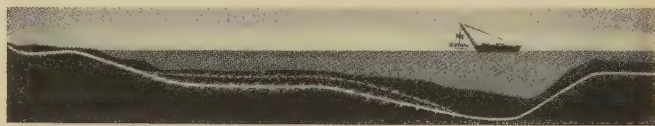


Abb. 1. Frühere (gestrichelt) und neue Lage der Unterwassergasleitung im Profil der Flußsohle (schematisch).

Verlegung eines neuen Gasdükers kam wegen der Kosten, eine Tieferlegung der alten Leitung durch Baggern wegen der Gefährdung der Hochdruckrohre nicht in Frage. Die Rohre haben 65 cm Durchmesser bei 28 mm Wandstärke, sie haben einen 18 mm starken plastischen Schutzüberzug und sind außerdem noch durch Holzstäbe 5×2,5 cm bewehrt, die durch Stahlseile zusammengehalten werden. Von der gesamten Unterwasserlänge von 1600 m brauchten nur 800 m vertieft zu werden (Abb. 1). Die größte Wassertiefe des Hudson liegt an



Abb. 2. Unterwasser-Düsengrabenzieher mit Schlitten und Bojen.

dieser Stelle auf der Seite des New Jersey-Ufers, wo die Sohle 6,6 bis 22 m unter MNW liegt. Ihre Schichtung wechselt vom feinen Schlick bis zum mittelharten blauen Ton. Der Düker hatte durchweg 3,3 bis 5,6 m Deckung, seine Höhenlage bewegte sich von — 13,3 bis — 26,6 m, er sollte aber auf min-

destens — 17 m mit 6,6 m Deckung tiefer gelegt werden. Zur Lösung dieser schwierigen Aufgabe wurde der Spezialist der Collins Baugesellschaft, Viktoria, Texas, herangezogen. Er benutzte dazu ein ihm patentiertes und bewährtes Baugerät, das man als schlittenförmigen Düsen-Grabenzieher bezeichnen kann und dessen Gestaltung aus Abb. 2 hervorgeht. Der Schlitten besteht aus einem Gestell starker Rohre, das an der Vorder- und Hinterseite eine Reihe von Düsen trägt, die Wasser und Luft hohen Drucks ausstrahlen können (Abb. 2a). Das Gestell kann durch Luftbojen in seiner senkrechten Lage unter Wasser eingestellt werden. Der Grabenzieher hängt an Seilen an einem starken Prahm, der gleichzeitig den Ausleger zum Herablassen des Gerätes sowie 6 starke Kompressoren zur Herlieferung des Druckwassers (23 atü) und der Preßluft (17 atü) und sonstige Hilfseinrichtungen trug, wie Winden und Ver-



Abb. 2 a. Düsenanordnung des Grabenziehers.

ankerung. Druckwasser und Preßluft wurden durch starke Schläuche von 10 cm Durchmesser den Düsen zugeführt (vgl. Abb. 2). Das Druckwasser sollte den Boden vor und unter dem Grabenzieher lockern und wegspülen, während die Preßluft den so entstehenden Schlamm noch weiter aufwirbeln und abdrängen sollte. Der Arbeitsvorgang war nun folgender: Der Grabenzieher wurde mit Kranhilfe auf der Sohle genau über der Dükerichtung abgesetzt und in kürzeren Strecken solange vor- und rückwärts durch Winden vom Prahm bewegt, bis die

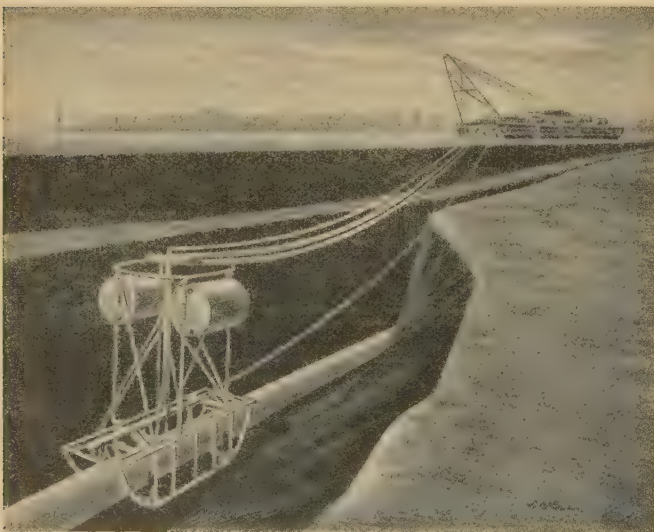


Abb. 3. Arbeitsweise des Grabenziehers (schematisch).

Rohrleitung freigelegt war. Dann stieg ein Taucher hinunter und dirigierte den Schlitten des Grabenziehers so an die Leitung, daß dieser sie auch von unten umschloß. Dazu mußte die sonst freie untere Verstrebung des Gerätes unter dem Düker verriegelt werden. Untere, obere und seitliche Verstreibungen waren mit dicken Gummirollen versehen, um

eine Beschädigung der Gasleitung und ihrer Bewehrung zu verhüten. Die ersten Strecken der Grabenziehung waren wegen der Höhe der Decklage über dem Düker nur gering, etwa 10 m in einer 8-Stunden-Schicht. Zur Erleichterung der Arbeit zog man daher einen Greifbagger zur Hilfe, allerdings nicht in der gefährlichen Arbeitsweise über dem Düker selbst, sondern man hob in einem gewissen Abstand links und rechts von ihm je einen Graben aus, der 6 m tiefer lag als die Leitung. So konnten die vom Grabenzieher aufgespülten Erdmassen besser abfließen und keine unzulässigen Pressungen erzeugen. Damit wurde der Vorgang außerordentlich beschleunigt, bis zu 33 m stündlich; und in

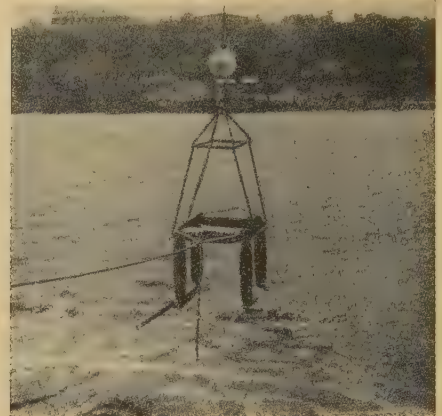


Abb. 4. Versenkung der Belastungsgewichte für den Gasleitungsdüker.

neun Zügen über die ganze Strecke (800 m) konnte der Düker in seine Endlage 5,6 m unter der alten Höhe eingespült werden (Abb. 3). Um dem Auftrieb der Leitung entgegenzuwirken, mußte sie mit Gewichten von 2250 kg auf je 11 m beschwert werden, Abb. 4 zeigt die Form dieser 73 Gewichte, wie sie vom Kran an Ort und Stelle gebracht wurden. Die ganz ungewöhnliche und schwierige Arbeit wurde von den leitenden Herren der Baufirma und der Gasgesellschaft ohne Störung durchgeführt. [Nach „Construction, Methods and Equipment“ 35 (1953) Heft 8, Seite 50 bis 53.]

O. Wundram, Hamburg

Pneuwalzen sparen Kosten und Zeit bei Erd- und Steindämmen.

Geländeversuche mit Spezialtypen von Pneuwalzen, die in den letzten 5 Jahren in den USA durchgeführt wurden, haben zur Befriedigung der Baugrundexperten gezeigt, daß durch die Heranziehung von Gummiwalzen bei der Herstellung von gewalzten Dämmen Zeit und Geld gespart werden kann. Es hat sich als möglich erwiesen, Erdmaterial etwa zu den halben Kosten, verglichen mit Schafsfußwalzen, zu verdichten. Diese Kostenersparnis geht im wesentlichen auf die Ersparnis an Zeit zurück. Darüber hinaus erlauben die Pneuwalzen, Schüttungen mit einem größeren Prozentsatz an Steinen und Felsblöcken zu verdichten und mit höheren Schichthöhen zu arbeiten und dadurch beträchtliche Einsparungen an Ausgießkosten, Abharkkosten und Einbringekosten zu erzielen. Es ist eine Type von Pneuwalzen entwickelt worden, die sich sowohl für die Verdichtung von Kiesmaterial als auch von Tonmaterial eignet, wodurch die Herstellung von Stein-Erddämmen sehr erleichtert wird. Hierbei kann der Tonkern bei Verdichtung mit Pneuwalzen mit einem höheren Feuchtigkeitsgehalt als bei der Verdichtung mit Schafsfußwalzen eingebracht werden, was insbesondere dann von großer Bedeutung ist, wenn das Material in seiner natürlichen Lagerung nasser als der optimale Feuchtigkeitsgehalt ist und nur durch Trocknen auf diesen gebracht werden kann. Ferner kann man mit Pneuwalzen nach einem Regen die Arbeiten früher wieder aufnehmen als im Falle von Schafsfußwalzen, was für subtropische klimatische Verhältnisse wichtig ist, wo es täglich zu regnen pflegt.

Die Großversuche wurden 1947 vom Corps of Engineers begonnen, und zwar gelegentlich des Baues des Durena-Staudammes in West-Oregon. Es wurde ein kiesiges Material verdichtet, das Findlinge enthielt und in Lagen von 24 mm Stärke aufgebracht wurde. Es waren 6 Walzgänge vorgeschrieben mit einem Druck von 70 kg/cm Walzenbreite. Wegen der schwierigen Bedingungen ließ sich der Unternehmer eine nach eigenen Plänen entwickelte Pneuwalze konstruieren, die als 2achsige Walze belastet 25 t wog.

Der Erfolg, der mit den Pneuwalzen unter härtesten Bedingungen beim Durena-Damm erzielt wurde, führte zur Fortsetzung der Großversuche bei der Herstellung des Lookout-Point-Dammes im Portlanddistrikt. Im Frühling 1949 wurde Auftrag auf 2 Walzen erteilt, die belastet 35 t wogen, 2,70 m breit und einschließlich der Zunge 5,70 m lang sein sollten. Die Zunge sollte eine Drehung um 90° erlauben und die Fahrgeschwindigkeit unter Verwendung einer Caterpillar D 8 Zugmaschine 4 km/h betragen. Sämtliche Achsen mußten über unebenem Untergrund frei schwingen und die Last pro Reifen sollte zwischen 40 kg/cm und 120 kg/cm schwanken können. Diesen Spezifikationen entsprach ein Angebot der Williams Bros Boiler and Manufacturing Co., Minneapolis, deren Pneuwalze aus einem einzigen rechteckigen Kasten besteht (Abb. 1). Die freie Schwingung der auf Kugellagern laufenden Reifen wurde dadurch gewährleistet, daß sie zu Paaren auf Achsen angeordnet wurden, die als Kragarme von 2 Längsträgern abzweigten.



Abb. 1. Einkasten-Pneuwalze der Williams Bros Boiler and Manufacturing Co.

Mit dem neuen Gerät wurden zunächst einige Versuche mit Tonmaterial im Vergleich mit Schaffsfußwalzen durchgeführt, und zwar mit einer Belastung von 35 t oder 8,3 t/Rad und einem Reifendruck von 5 atü. Das Verdichtungsresultat war hervorragend. Es wurden sowohl bei plastischem Ton als auch bei sandigem Ton 95 % der Proctor-Standard-Verdichtung erreicht, und das bei nur 4 Gängen über 30 cm hohen Schichten. Bei der Schaffsfußwalze dagegen waren für nur 23 cm hohe Schichten 12 Gänge erforderlich. Zum Verdichten von Kies genügten bereits 2 Gänge bei 30 cm Schichthöhe.

Für die weiteren Großversuche mit einem dunkelbraunen Ton mit einem optimalen Wassergehalt von 34 % des Trockengewichts wurde der Reifendruck auf 6 atü erhöht. Bei vier Gängen über 30 cm hohen Schichten ergab sich als Mittelwert von 343 Verdichtungsversuchen in den Jahren 1950 und 1951 eine Proctor-Standard-Verdichtung von 96,8 %. Angesichts die-



Abb. 2. Vierkasten-Pneuwalze der Southwest Welding and Manufacturing Co.

ser vorzüglichen Ergebnisse wurde inzwischen die Fahrgeschwindigkeit auf 8 km/h erhöht. Die Versuche sind noch im Gange und sollen bis Ende 1953 abgeschlossen werden.

Weitere Großversuche mit Pneuwalzen wurden beim Bau des 75 m hohen Lucky Peak-Dammes bei Boise in Idaho durchgeführt, wo 45-t-Walzen mit $6\frac{1}{2}$ atü Reifendruck sowohl für den Dichtungskern als auch für die Randzonen Verwendung fanden. Für die Randzonen genügten 2 Gänge bei 45 cm Schütthöhe, während der Tonkern mit 4 Gängen bei 30 cm Schütthöhe verdichtet wurde. Der Tonkern bestand aus einem sandigen Lehm mit einem optimalen Wassergehalt von 19 % des Trockengewichts. Von 313 Kernprüfungen lag die durchschnittliche erreichte Verdichtung bei 98 % der Proctor-Standard-Verdichtung.

Sehr interessante Vergleichsergebnisse ergaben sich bei der Schüttung des Whittier-Narrows-Dammes bei Los Angeles, wo

im Jahre 1950 gleichzeitig Pneuwalzen und Schaffsfußwalzen ausgeschrieben wurden. Es handelte sich hier um einen 18 m hohen Hochwasserschutzdamm mit einem sandigen Lehmkern, dessen optimaler Feuchtigkeitsgehalt bei 12 % des Trockengewichts lag. Die durchlässigen Randzonen bestanden aus Sanden und kiesigen Sanden. Zur Kontrolle wurde die modifizierte Proctor-Verdichtung herangezogen, die mindestens 90 % betragen mußte. Die Ausschreibungen für das Kernmaterial verlangten für die Pneuwalzen 4 Gänge bei 30 cm Schütthöhe und für die Schaffsfußwalzen 8 Gänge bei 20 cm Schütthöhe. Für die Randzonen waren für die Pneuwalzen 4 Gänge bei 45 cm Schütthöhe und für die Schaffsfußwalzen 6 Gänge bei 30 cm Schütthöhe vorgeschrieben. Die verwendete Pneuwalze der Southwest Welding and Manufacturing Co. (Abb. 2) zeigt im Gegensatz zu Abb. 1 für jedes Rad einen unabhängigen Belastungskarten und damit eine weitgehende Anpassungsfähigkeit an unebenen Untergrund. Die vier Einheiten sind in einem

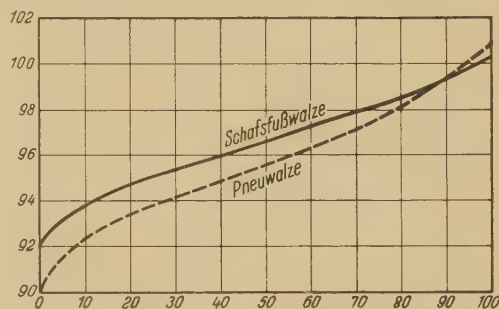


Abb. 3. Vergleichsuntersuchungen beim Isabella-Staudamm (Kalifornien).

Rahmen geführt. Der Reifendruck beträgt 4 atü und das Gewicht 50 t. Als Zugmaschine diente ein D 8-Caterpillar-Traktor.

Da der Unternehmer sich entschied, das zu trockene Kernmaterial auf der Baustelle und nicht in der Entnahmegrube auf den optimalen Wassergehalt zu bringen, war es notwendig, die Lagedicke auf 15 cm herabzusetzen, da nur so eine gleichmäßige Durchfeuchtung möglich war. Das Einwalzen erfolgte in 4 Gängen, wobei das Gewicht auf 44 t reduziert wurde. Die Ergebnisse waren auch hier sehr zufriedenstellend. 134 Prüfungen zeigten eine mittlere modifizierte Proctor-Dichte von 91 %, bei der 61 % der Prüfkörper über 90 % und 23 % über 91 % der modifizierten Proctor-Dichte lagen. Die durchlässigen Randschüttungen wurden mit 4 Gängen bei 45 cm Lagenhöhe verdichtet. Die erzielte Verdichtung erreichte im Durchschnitt 94 % der modifizierten Proctor-Verdichtung oder 99 % der Proctor-Standard-Verdichtung.



Abb. 4. Herstellung des Isabella-Staudammes mit Pneuwalzen.

Auch beim Isabella-Damm im Sacramentotal waren direkte Vergleiche zwischen den Southwest-Walzen und den Schaffsfußwalzen möglich, da die Arbeiten unter 2 Kontrakten durchgeführt wurden. Die Schaffsfußwalzen des ersten Kontraktes wogen 21 t, während die Pneuwalzen des zweiten Kontraktes 10 t Last pro Reifen bei 5,7 atü Reifendruck aufwiesen. Der Traktor war ein Gummifahrzeug DW 20. Das Schüttmaterial bestand aus Zerfallsprodukten von Granit, der Kern aus kiesigen Lehm-sanden, die leicht plastisch waren und einen optimalen Wassergehalt von 30 % des Trockengewichts aufwiesen. In den Ausschreibungen des Kernmaterials wurden für die Schaffsfußwalzen 12 Gänge bei 30 cm Lagenhöhe und für die Pneuwalzen 6 Gänge bei 45 cm Lagenhöhe für den Kern verlangt. Die 240 Dichteproofungen des Kernmaterials sind in Abb. 3 aufgetragen. Die mittlere Dichte lag bei den Schaffsfußwalzen bei 96,4 % der modifizierten Proctor-Verdichtung, während sie bei den Pneuwalzen 95,5 % betrug. Bei beiden Versuchen lagen

70 % der Prüfkörper über 94 % der modifizierten Proctor-Verdichtung.

Der vorstehend erwähnte Isabella-Staudamm in Kalifornien ist 57 m hoch, 520 m lang und faßt 2,3 Mio. m³ Erdmassen. Seine Aufgabe besteht darin, den außerordentlich unständigen Kern-Fluß in Kalifornien zu bändigen (der mittlere Jahresabfluß schwankt zwischen 2,3 Md. und 220 Mio. m³), die kalifornische Stadt Bakersfield von der ständigen Hochwasserbedrohung zu befreien und im unteren San Joaquin die Bewässerungsverhältnisse zu verbessern. Die Herstellung des Dammes erfolgte durch Morrison-Knudsen in Verbindung mit der Macco Corporation zu einem Preise von 24 Mio. DM. Die Tagesleistung betrug 20 000 m³ Erdschüttung, die in zwei Neunstunden-

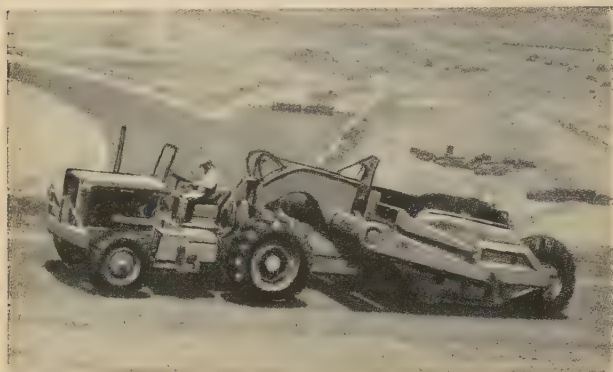


Abb. 5. Materialentnahme mit Schrapfern für den Isabella-Staudamm.

Schichten bei 1200 m Fahrweg von der Entnahmegrube zum Damm eingebracht wurden. Abb. 4 gibt ein eindrucksvolles Bild von den neuen durch die Pneuwalzen bedingten Arbeitsmethoden. Oben rechts sieht man den Scraper in geöffneter Stellung, der das Material heranbringt und verteilt. Links davon die Vierkasten-Pneuwalze, die das verteilte Material verdichtet und unten arbeitet der Aufreißer, der die gewalzte Schicht für das Aufbringen der nächsten Schüttlage vorbereitet. Abb. 5 zeigt den Scraper auf der Fahrt von der Entnahmegrube zum Damm. Sämtliche Fahrzeuge werden durch die gleichen Traktoren DW 20 gezogen.

Ein dritter Typ von Pneuwalzen kam beim Bau des Materials des Westteiles des Garza-Little-Elm-Dammes in Texas zur Anwendung, ein Fergusonmodell RT-100 S (Abb. 6). Diese Walze mit 2 schwingenden Achsen ähnelt der Bros-Walze. Die Last betrug 12 1/2 t pro Rad, der Reifendruck 6 1/2 atü. Das Entnahmematerial war stark unregelmäßig. Es schwankte von sandigem Kies bis zu schluffigem Lehm, wobei der größere Teil aus leicht plastischen, braunen bis grünen Lehmsanden bestand. Der optimale Wassergehalt bewegte sich zwischen 9 und 14,5 % des Trockengewichts.

Nachdem 280 000 m³ des Dammes mit Schafsfußwalzen eingebracht waren, ging man zu Pneuwalzen über, ohne an der Vorschrift von 8 Walzgängen bei 15 cm Schichten etwas zu



Abb. 6. Ferguson-Pneuwalze mit zwei schwingenden Achsen.

ändern. Bei beiden Einbringungsarten wurde die gleiche Dichte erzielt, nämlich 93,1 % der modifizierten Proctor-Verdichtung.

Als Ergebnis der bei den zahlreichen Großversuchen gewonnenen Erkenntnisse wurden vom Corps of Engineers die Ausschreibungsbedingungen für Pneuwalzen zur Verdichtung von Erddammschüttungen revidiert. Die neuen Vorschriften von April 1952 verlangen Pneuwalzen mit mindestens 4 Rollen, die mit Reifen von solcher Größe ausgerüstet sein müssen, daß bei 5 1/2 bis 7 1/2 atü Reifendruck 12,5 t auf jeden Reifen entfallen. Die Reifen müssen so gelagert werden, daß auch beim Überqueren ungleichmäßigen Untergrunds annähernd die gleichen Reifendrucke erreicht werden, und sollen so dicht beieinander liegen, daß der lichte Abstand unter einer Last von 12,5 t pro

Reifen nicht größer als 50 % der Reifenbreite wird. Die Walzen sollen einen starren Stahlrahmen aufweisen und es soll die Möglichkeit bestehen, den Ballast so zu verändern, daß die Radlast zwischen 9 t und 12 1/2 t variiert werden kann. Die gesamte Anordnung (Walze + Traktor) muß in der Lage sein, bei 4 1/2 m Radius eine Drehung um 180° auszuführen. Die Fahrgeschwindigkeit soll bis auf 16 km/h gesteigert werden können.

Nach Engineering News Record (1953) vom 2. April, S. 30, vom 16. Juli, S. 68.

F. Tölke, Stuttgart.

Setzungen und Sickerströmung des Clark Hill Dammes.

Bei dem Bau des Clark Hill Dammes ungefähr 40 km oberhalb von Augusta in Georgien wurden während und nach der Schüttung die Setzungen des Dammkörpers und die Sickerströmung gemessen. Diese Messungen wurden mit dem Ziel durchgeführt, die Vermutungen über das Verhalten des Dammes zu überprüfen und gegebenenfalls noch neue Erkenntnisse zu gewinnen.

Der Damm hat eine Länge von 1200 m und eine Höhe von 55 m. Der mittlere Teil besteht aus einem Betonüberlauf, an den sich zu beiden Seiten gewalzte Erddämme mit einem Inhalt von 2,3 Mio m³ anschließen. Der Untergrund aus Gneis und

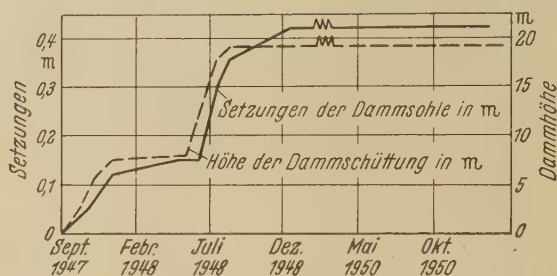


Abb. 1. Setzungsbeobachtungen bei Stat. 51 + 50.

Granit ist mit verwittertem Gestein überlagert. An den Talflanken besteht diese Überlagerung zunächst aus Lehm und Ton, darunter aus mehr oder weniger verwittertem Gestein. Die mittlere Tiefe dieser Schicht liegt bei 9 m, die maximale bei 15 m. An der Talsohle stehen alluviale Sande, Schluffe und Tone an, die im Mittel 6 m, maximal 20 m mächtig sind.

Als Schüttmaterial wurde z. T. „Sand und Ton“ mit einer Plastizitätszahl von 21, z. T. „Schluff und Ton“ mit einer Plastizitätszahl von 6 gewählt. Erstere Bodenart wurde möglichst an die Außenseite gebracht. Da beide Materialien trotz ihres unterschiedlichen Kornaufbaues ähnliche bodenphysikalische Kennziffern haben, kann von einem Damm mit einheitlichem Aufbau gesprochen werden.

Die Böschung an der Wasserseite beträgt 1:3 und die an der Luftseite 1:2,5. In der Mitte des Dammes ist auf der ganzen Länge ein Graben ausgehoben worden. Nach einer Zementinjektion in den klüftigen Felsen wurde der Graben mit besonders undurchlässigem Material wieder verfüllt. In der Talsohle ist eine Drainage nach Unterwasser vorgesehen.

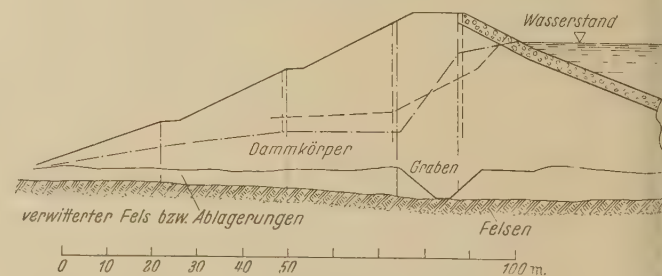


Abb. 2. Standrohrmessungen bei Stat. 54 + 00.

Setzungsbeobachtungen: Die Baugrunduntersuchungen hatten ergeben, daß die Setzungen des Dammuntergrundes etwa gleichmäßig mit dem Hochbringen der Schüttung vor sich gehen würden. Zur Überprüfung wurden acht Beobachtungspegel in der Talsohle eingebaut. Die Grundplatten hatten einen Durchmesser von 60 cm, auf die der Dammhöhe entsprechende, senkrechte Rohre $\varnothing$ 2,5 cm mit Schutzrohren $\varnothing$ 5,0 cm aufgesetzt wurden. In Abb. 1 sind die Ergebnisse der Setzungsbeobachtungen einer Meßstelle zusammen mit den zugehörigen Dammhöhen aufgetragen. Das Bild zeigt — wie auch die Bilder der

anderen Meßpunkte —, daß die Dammsetzungen gleichzeitig mit der Belastung durch die Dammschüttung zunehmen.

Sickerströmung: Außer den Setzungspegeln wurden 60 Wasserstandsbeobachtungsrohre in den Damm eingebaut. Diese Rohre mit einem Durchmesser von 12,5 cm wurden in Bohrlöcher eingeführt und im unteren Teil auf 1,5 m mit durchlässigem, im oberen Teil mit undurchlässigem Material umhüllt. Abb. 2 zeigt die Beobachtungsrohre in einem Querschnitt. Diese Rohre gehen einmal bis zum Felsen, das andere Mal enden sie im Dammkörper. Gleichzeitig sind die gemessenen Wasserstände in den Rohren eingetragen und miteinander verbunden. Diese Linien geben die Druckhöhen an den Meßstellen. Die Sickerlinie wird, da die Potentiallinien leicht gekrümmt sind, etwas höher verlaufen.

Über weitere Meßergebnisse und Auswertungen wird später berichtet werden. [Nach Bell: i. Proc. Am. Soc. Civil Eng. 79 (1953) Juli Nr. 220.]

H. Zweck, Karlsruhe

Tragfähigkeit und plastisches Verhalten von Stahlbetonbalken im Langzeitversuch.

Auf Veranlassung des American Concrete Institute wurden in den letzten Jahren Dauerbelastungsversuche an Stahlbetonbalken durchgeführt, um den Einfluß auf Formänderungen und Tragfähigkeit zu studieren.

Es wurden 3 Gruppen (A, B, C) von Stahlbetonträgern untersucht; jede Gruppe enthält nochmals 3 Typen, die bei gleichem Beton- und gleichem Zugeisenquerschnitt keine oder eine verschieden starke Druckbewehrung haben (Abb. 1). Die Zugbewehrung sämtlicher Balken ist so gewählt, daß die Tragfähigkeit im Kurzzeitversuch durch Erreichen der Streckgrenze der Zugbewehrung bestimmt ist. Die Druckbewehrung beeinflußt deshalb kaum — nur durch die geringfügige Verschiebung

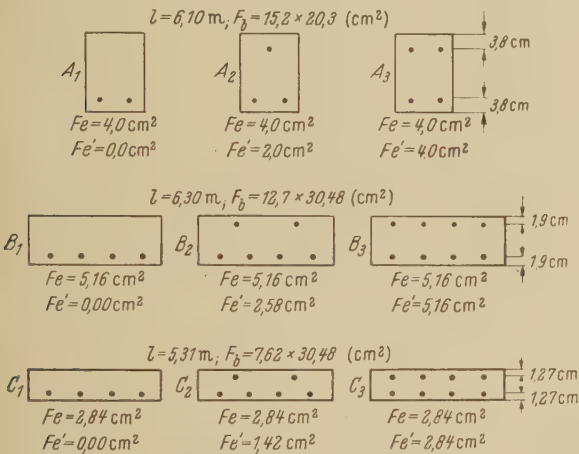


Abb. 1. Balkenquerschnitte.

der Nulllinie — die Tragfähigkeit; jedoch ist ein Einfluß auf die elastischen Formänderungen durch die Vergrößerung des Trägheitsmomentes und insbesondere auf die plastischen Formänderungen durch die Verkleinerung der kriecherzeugenden Spannung zu erwarten. Der verwendete Beton hatte eine 28-Tage-Festigkeit von rund 240 kg/cm² und einen Elastizitätsmodul $E_{28} = 240\,000\text{ kg/cm}^2$. Der Stahl der einzelnen Trägergruppen hatte etwas voneinander abweichende Eigenschaften.

Tabelle 1

	Streckgrenze kg/cm²	Zugfestigkeit kg/cm²	Bruchdehnung des 21 cm — Probestabes
Gruppe A	3310	5420	22 %
Gruppe B	3590	5600	19,5 %
Gruppe C	3945	5700	19 %

Die Balken wurden 3 Jahre mit rd. 42% (Belastungsabschnitt I), dann 9 Monate mit rd. 85% (Belastungsabschnitt II), einen Monat mit rd. 90% (Belastungsabschnitt III) und schließlich einen Monat mit 95% der Bruchlast (Belastungsabschnitt IV) belastet. Die Zeit-Durchbiegungskurven mit den Belastungen als Parametern sind in Abb. 2 aufgetragen. Die Belastungen waren stets gleichmäßig verteilt (Abb. 3). Die plastische Formänderung δ_{pl} in dem Belastungs-

abschnitt I betrug das 1- bis 2 $\frac{1}{2}$ fache der elastischen Formänderung $F \cdot \delta_{el}$; in den Abschnitten II, III, IV war trotz wesentlich größerer Lasten das Verhältnis $\delta_{pl}/\delta_{el} = 0,15 - 0,35$, allerdings bei kürzerer Zeitdauer, nämlich 11 Monate gegen 36 Monate, erheblich kleiner. Der alte Beton kriecht ebenso gut wie nicht mehr.

In der Tabelle 2 sind die Bruchlasten des Kurzzeitversuches vor bzw. nach der Dauerbelastung zusammengestellt (P_{Br} bzw. $\bar{P}_{Br}$).

Tabelle 2

	P_{Br} (kg)	$\bar{P}_{Br}$ (kg)	$\bar{P}_{Br}/P_{Br}$
A ₁	2320	2230	0,96
A ₂	2320	2230	0,96
A ₃	2360	2230	0,94
B ₁	1960	1860	0,95
B ₂	1960	1960	1,00
B ₃	1960	2050	1,05
C ₁	722	770	1,06
C ₂	820	820	1,00
C ₃	820	820	1,00

Man sieht, daß sie praktisch übereinstimmen; bei der Beurteilung der Abweichungen ist zu bedenken, daß für jeden Versuch jeweils nur ein Probekörper benutzt wurde, also keine Mittelwerte gebildet werden konnten.

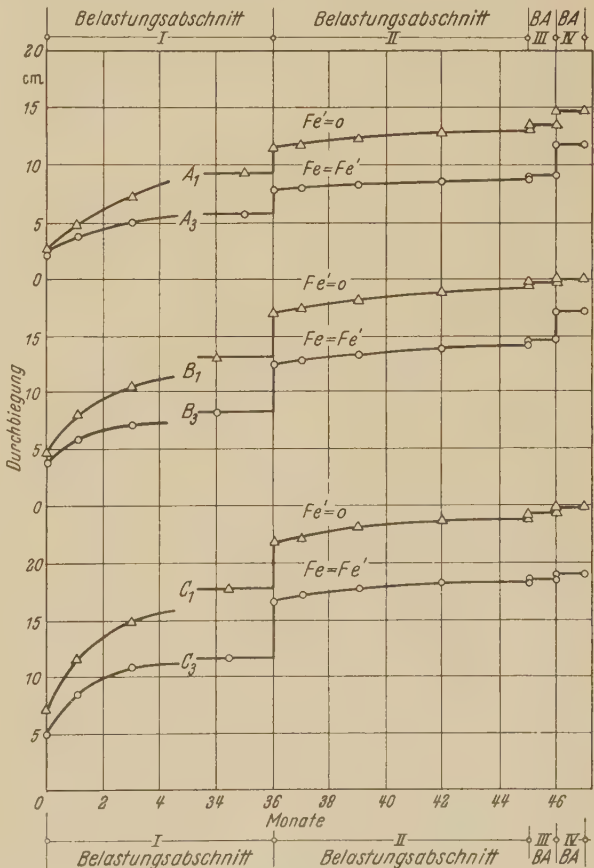


Abb. 2. Zeit-Durchbiegungskurven.

Um eine kritische Betrachtung der Versuchsergebnisse zu ermöglichen, sind auf Grund der in dem amerikanischen Bericht mitgeteilten Daten bestimmt

1. Die rechnerischen Bruchmomente M_{Br} (Spalte 1 der Tabelle 3);
2. die beobachteten Bruchmomente M_{Br} im Kurzzeitversuch vor der Dauerbelastung (Spalte 2);

3. die beobachteten Bruchmomente $\overline{M}_{Br}$ im Kurzzeitversuch nach der Dauerbelastung (Spalte 6);

4. die Betonbiegedruckspannung σ_{bd} beim Beginn des Fließens der Zugbewehrung gem. den M_{Br} -Werten (errechnet für $n = 15$) (Spalte 3)

5. die Betonbiegedruckspannung $\bar{\sigma}_{bd}$ beim Beginn des Fließens der Zugbewehrung gem. den M_{Br} -Werten (errechnet für $n = 15$) (Spalte 4);

6. die Betonbiegedruckspannungen $\overline{\sigma}_{bd}$ beim Beginn des Fließens der Zugbewehrung gem. den $\overline{M}_{Br}$ -Werten (errechnet für $n = 15$) (Spalte 7).



Abb. 3. Belastung eines Balkens.

Tabelle 3

Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8
Probeträger	M_{Br} (mto)	$\overline{M}_{Br}$ (mto)	σ_{bd} (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_{bd}$ (kg/cm ²)	$\frac{\bar{\sigma}_{bd}}{\sigma_{bd}} = \frac{\overline{M}_{Br}}{M_{Br}}$	$\overline{M}_{Br}$	$\overline{\sigma}_{bd}$	$\frac{\overline{M}_{Br}}{M_{Br}} = \frac{\overline{\sigma}_{bd}}{\sigma_{bd}}$
A ₁	1,82	1,77	207	201	97 %	1,71	194	0,96
A ₂	1,84	1,77	184	177	96 %	1,71	170	0,96
A ₃	1,86	1,81	166	162	98 %	1,71	157	0,94
B ₁	1,67	1,54	231	224	97 %	1,47	214	0,95
B ₂	1,68	1,54	192	176	92 %	1,54	176	1,00
B ₃	1,69	1,54	164	149	91 %	1,62	156	1,05
C ₁	0,60	0,49	241	198	82 %	0,56	226	1,06
C ₂	0,61	0,55	208	187	90 %	0,55	187	1,00
C ₃	0,61	0,55	183	165	90 %	0,55	165	1,00

Die rechnungsmäßigen M_{Br} und die beobachteten Bruchmomente $\overline{M}_{Br}$ stimmen recht gut überein (Spalte 5 der Tabelle 3). Die wirklichen σ_{bd} -Werte dürften erfahrungsgemäß $\frac{2}{3}$ der mit $n = 15$ errechneten Werte erreichen, d. h. zwischen $\frac{2}{3} \cdot 224 = 150 \text{ kg/cm}^2$ und $\frac{2}{3} \cdot 149 = 100 \text{ kg/cm}^2$ oder zwischen 63 % und 42 % der Würfeldruckfestigkeit liegen. Damit liegen sie sehr wahrscheinlich alle unterhalb der Dauerstandfestigkeit; die Stahlspannungen liegen sicher unterhalb der Dauerstandfestigkeit. Es ist also nicht überraschend, daß die Wirkung der Dauerbelastung nur in Kriecherscheinungen, nicht aber in einer merklichen Verminderung der Tragfähigkeit bestand (Spalte 8 Tabelle 2).

A. Mehmel, Darmstadt

Wiederherstellungsarbeiten im Hafen von London

Der Bericht behandelt die seit Beendigung des Krieges zur Ausführung gekommenen Wiederherstellungsarbeiten im Hafen von London. Er befaßt sich u. a. mit der Verbesserung des Umschlags von Hölzern, mit der Vergrößerung der nutzbaren Höhe von Ausfuhrschuppen durch Anheben der Schuppenwände und Dachkonstruktionen, mit der Verwendung von vorgespanntem Beton und von Aluminium für die Dächer; die Wand- und Dachkrane sind mit Bezug auf ihre Leistungsfähigkeit miteinander verglichen, und die Erfahrungen mit

Gabelstaplern und Ladeplatten in der Flurförderung werden geschildert.

In der Einleitung ist ausgeführt, daß der Gesamtumschlag der ein- und ausgeführten Güter im Jahre 1938 16½ Mio. t betrug, und daß diese Menge 1952 schon wieder erreicht wurde. Ende des Krieges waren 30 % der Lagerhäuser und 25 % der Umschlagschuppen zerstört. Die Kosten für die Beseitigung der Schäden beliefen sich auf mehr als 150 Mio. DM. Da die Arbeitskräfte und die zu beschaffenden Baustoffe zunächst beschränkt blieben, mußten Teile von Dockflächen brach liegen bleiben. Die bekanntesten Londoner Hafenbecken sind die London and St. Katharine, die Surrey Commercial, die India and Millwall, die Royal und an der Mündung der Themse die Tilbury-Docks.

Die allgemeine Unterhaltung der Hafenwerke wird von Unternehmern durchgeführt. Es kam bei den Arbeiten darauf an, zunächst die Anlagen auszubessern und sie hinterher, soweit notwendig, wieder aufzubauen. Wenn diese Arbeiten auch wirtschaftlich von Bedeutung waren, so sind sie vom technischen Standpunkt aus nicht besonders bemerkenswert. Von größeren in der Nachkriegszeit dringlich gewordenen Wie-

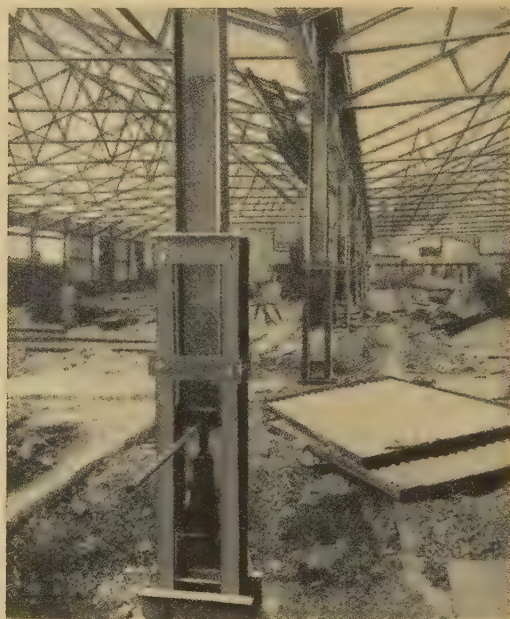


Abb. 1. Querschnitt durch einen Schuppen, dessen Lichthöhe durch Anheben des Daches vergrößert wurde.

derherstellungen sind die Arbeiten in den Surrey Commercial-Docks erwähnenswert, in denen 350 000 t Hölzer, die im Freien und in Schuppen aus Stahl- und Holzfachwerk lagerten, in einer Nacht verbrannten. Die Flächen wurden, nachdem sie mehr oder weniger aufgeräumt waren, vorübergehend als Lagerplätze für Trümmer benutzt. Neue Verkehrsstreifen waren anzulegen, die Reste der Stahlkonstruktionen, die durch die Explosionen und durch die Flackabwehr beschädigt wurden, waren auszubessern und neue Krane zu beschaffen.

In den Royal-Docks mit 51 Liegeplätzen für Schiffe mit 10 000 bis 28 000 t Ladevermögen mußte ein großer Teil der Schuppen, die bei den Angriffen stark in Mitleidenschaft gezogen waren, gründlich überholt werden. Von Interesse ist, daß an der Südseite des King George V-Docks vier Schuppen von 160 m Länge und 36 m Breite 1,4 m angehoben werden mußten. Die ursprüngliche Lichthöhe betrug nur 3 m. Für die Bearbeitung der Güter mit fahrbaren Kränen reichte diese Höhe nicht aus. Es mußten die Wände entfernt und die Bedachungen ausgetauscht werden. Die Säulenfüße waren freizulegen, die Verankerungsbolzen zu lösen und die Säulen mit Winden hochzuschrauben. Neue Zwischenstücke wurden eingeschweißt. Auf der Abb. 1 ist der Vorgang zu erkennen. Bei dieser Gelegenheit verminderte man die Anzahl der Schuppentore und verbreiterte die Laderampen von 3,6 m auf 4,5 m.

Bei den Umbauten in den Tilbury-Docks war die Zunahme des Straßen-Fuhrwerksverkehrs zu berücksichtigen. Denn beim Bau der Anlagen waren diese Docks fast ausschließlich für die Bedienung durch die Eisenbahn bestimmt gewesen. Der Umschlag auf die Eisenbahn und auf die

Straße ist dadurch jetzt gleich groß geworden. Die Vermehrung des Straßenverkehrs hat zur Verbreiterung der Kais, der Flächenstreifen für die Straßen, der Laderampen, zur Beseitigung störender Einbauten und zur Verlegung bestimmter Abfertigungsvorgänge vom Erdgeschoß in Zwischengeschosse geführt.

Der Mangel an Raum zwang in verschiedenen Hafenbezirken zur Zusammenlegung von Umschlagschuppen und Speichern. Die Tragpfeiler der neuen Speicher bestehen vielfach aus Bohrpfeilern; diese waren in der kaisseitigen vordersten Reihe bis zu 9 m lang. Die beim Rammen unvermeidbaren Erschütterungen ließen sich dadurch in ihrer Wirkung auf die Kaimauer abschwächen, die Bohrpfähle wurden allerdings doppelt so teuer als gerammte stahlbewehrte Pfähle. Es lag nahe, für die Mauerkörper der Schuppenspeicher vorgespannten Beton zu verwenden und den Beton im Rüttelverfahren einzubringen.

Weil in den ersten Jahren nach dem Krieg galvanisierte Wellbleche schwer zu beschaffen waren, entschloß man sich, einen Versuch mit Aluminium für die Bedachung eines Schuppens in den Tilbury-Docks zu machen, wo die atmosphärischen Bedingungen dafür günstig erschienen, während galvanisierte Bleche vom Zementstaub angegriffen werden und angefressene Stellen alle 8—10 Jahre erneuert werden müssen. Aluminium-Bedachungen halten mindestens 15 Jahre. Die Anlieferungszeit für Aluminiumbleche betrug außerdem nur 5 Wochen gegenüber von 10 Monaten für galvanisierte Bleche.

In der maschinellen Ausrüstung neuzeitlicher Hafenanlagen spielen die Krane die wichtigste und die kostspieligste Rolle;

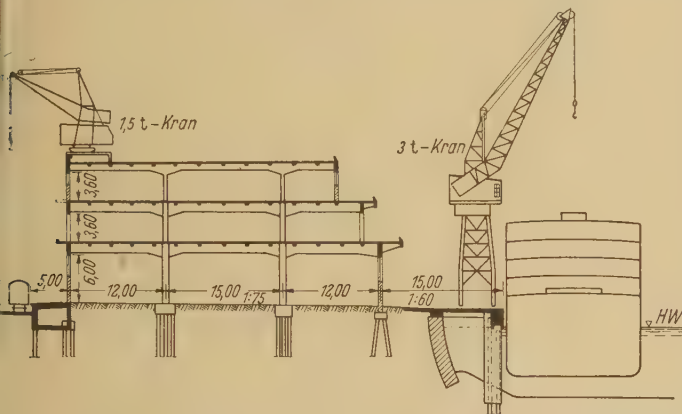


Abb. 2. Querschnitt durch einen Schuppenspeicher mit Dachkran im West India Dock.

sie haben heute im Londoner Hafengebiet einen Wert von etwa 60 Mio. DM. Die Menge ist durch die Anzahl der Schiffsluken bedingt. Schiffe, die in den tiefen Hafenbecken abgefertigt werden, haben durchweg 5 bis 6 Luken, die von 4 an den Längsseiten der Schiffe stehenden Kranen bedient werden und von 2 Kranen, die gegebenenfalls von dem benachbarten Liegeplatz herangeholt werden können. In den erstklassigen Hafenbecken sind jedoch 6 oder mehr Krane angesetzt. Die Vermehrung der Schiffsladebäume hat die Vergrößerung der Reichweite und der Hubhöhe der Kaikrane notwendig gemacht. Genaue Aufzeichnungen der Jahresleistungen von etwa 500 Kranen, die vor dem Krieg im Londoner Hafen gemacht wurden, haben gezeigt, daß die durchschnittliche Leistung der hydraulischen Krane 400—500 kg und der elektrischen Krane 400—600 kg waren. 3 t-Krane sind selten ausgelastet. Es wäre höchst unwirtschaftlich, einen Kai nur mit etwa 5 t-Kranen auszurüsten. Es genügt, wenn ein Schwerlastkran neben 5 leichteren arbeitet. Alle Krane sind mit Voll-

portalen auf Schienen fahrbar. Die Spurweite der älteren Portale beträgt 3 m und die der neueren reichlich 4 m. Bei einem der letzten in der Vorkriegszeit gebauten Krane ist das Maß auf 5,5 m erhöht, das künftig beibehalten werden soll.

Die Ladeluken der Speicher sind mit Klappodesten versehen, die 60—90 cm auskragen können. Es ist anzunehmen, daß die Entwicklung der Wandkrane ihre Grenze erreicht hat, weil sie schon in ihrer heutigen Ausführung dem Kranführer die Sicht erschweren und den Lasthaken in der untersten Lage beim kleinsten Halbmesser der Drehbewegung nur schwer erkennen lassen. Dachkrane sind für die neueren Schuppenspeicher eingeführt; sie sind als Wipkrane ausgebildet, und sie gewähren dem Kranführer eine bessere Übersicht über die Bewegungen. Im allgemeinen sind 2 Dachkrane so leistungsfähig wie 4 Wandkrane. Abb. 2 zeigt einen Querschnitt durch einen Schuppenspeicher mit einem Dachkran und einem Kaimauer-Vorbau am West India Einfuhr-Hafenbecken. Mit der Beschaffung und Inbetriebnahme von Gabelstaplern unter Einschaltung von Ladeplatten ist eine wesentliche Verbesserung und Beschleunigung des Güterumschlags erreicht worden. Bei Verwendung von Ladeplatten brauchen die Güter nicht umgeladen zu werden; sie werden mit dem Gut zusammen befördert, wobei im allgemeinen die Rücksendung der leeren Ladeplatten erforderlich wird. Die Abmessungen der Platten sind 1,25—1,80 m. Es ist erwogen worden, sie aus Aluminium herzustellen, um sie nicht zu schwer werden zu lassen; die Höhe der Beschaffungskosten ließ das unwirtschaftlich erscheinen.

In der Diskussion zu dem Bericht wurde eingehender auf die Kranausrüstung eingegangen und dabei darauf hingewiesen, daß die Gezeitenunterschiede in den europäischen Ländern größer sind als beispielsweise in New York, woraus sich die in der letzten Stadt bevorzugte Benutzung der Schiffs-Hebezeuge unter Zuhilfenahme von Ladebäumen erklärt. Darüber ist auch auf dem letzten internationalen Schifffahrtskongreß verhandelt. Es wird in dem Bericht erwähnt, daß Dr.-Ing. Neumann, der Chef des Maschinenbauwesens des Hamburger Strom- und Hafenbaus, in der technischen Presse wiederholt über die Vor- und Nachteile der Kaikrane verglichen mit dem Ladegeschirr der Schiffe geschrieben hat. [Nach G. A. Wilson in Proc. Inst. Civil Eng. 2 (1953) Teil II Nr. 3 S. 551.] Erich Bunnies, Hamburg.

Der Ausbau der Wasserkräfte Finnlands.

Der schon zu Anfang unseres Jahrhunderts gefaßte Entschluß, die Wasserkräfte im Norden des Landes für die Elektrifizierung der Bahnen auszunutzen, um von der Kohleneinfuhr unabhängig zu werden, ist durch die Ereignisse der beiden Weltkriege in den Vordergrund gedrängt worden. Finnland hat durch die Gebietsverluste etwa $\frac{1}{3}$ seiner ausgebauten Wasserkräfte verloren. Daher wurde schon 1941 das Projekt den Oulu-Fluß — früher Ulea — auszubauen, zur Ausführung bestimmt. Dieser Fluß wird seit 1896 hydrologisch kontrolliert. Er fließt aus dem Oulu-See auf 107 km Länge bis zur Stadt Oulu am Bottnischen Meerbusen, etwa auf dem 65. Breitengrad. Sein Gesamtgefälle beträgt 122,50 m, von dem in 7 Staustufen 118,6 m ausgenutzt werden. (Vgl. Tabelle.) Das Einzugsgebiet umfaßt 23 000 km², davon bedeckt der See 900 km². Die natürliche Wasserspense ist HW = 880, MW = 240 und NW = 52 m³/sec., die zu einer mittleren Beaufschlagung der Turbinen aller Stufen mit 400 m³/sec. durch entsprechende Maß-

Kraftwerk	km	H	Q m ³ /sec.	kW	Mio kWh/ Jahr	Aggregate	Baujahr	Bemerkungen
Merikoski	5	10	370	33 000	185	3 Kaplan	1940—1950	Werk der Stadt Oulu (Ulea)
Montta ..	43	12	400	45 000	210	"	1952	
Pyhäkoski	48	32,20	459	109 000	560	"	1941—1951	Kraftwerk 61 m hoch, 150 000 m ³ umb. Raum (vgl. Abbildung)
Pälli	56,5	13,80	400	46 500	240	"	1949—	1953 lief die erste Einheit an
Utanen ..	77,5	15,50	400	52 500	270	"	1952—1956	5 × 10 ⁶ m ³ Erd- und Felsbewegung
Nuojua ..	102,5	21,30	400	72 500	375	"	1949—	1954 läuft die erste Einheit an
Jylhämä ..	107,0	10,60 13,80	400	44 000	220	"	1946—1951	2000 Arbeitskräfte eingesetzt
	107	118,6		402 500	2 060			

nahmen am Oulu-See vergleichmäßig wird. Der Gesamtausbau liefert 2060 Mio. kWh/Jahr, wodurch die aus Wasserkraft gewonnene Energie des Landes, die nach den Gebietsabtretungen des Jahres 1944 jährlich insgesamt nur noch 2500 Mio. kWh beträgt, fast verdoppelt wird. Eine Überlandleitung mit

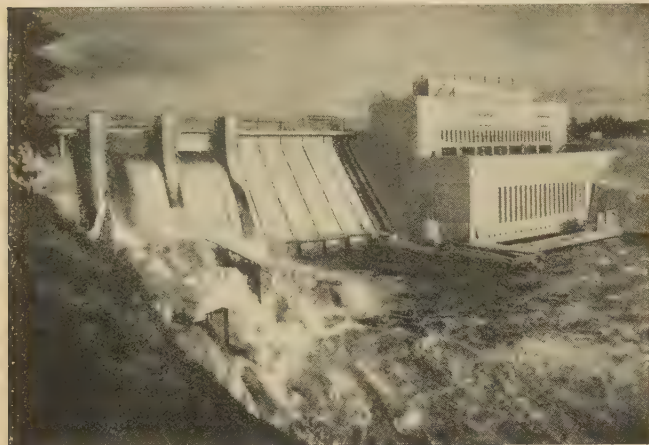


Abb. 1. Die Staustufe Pyhäkoski.

220 kV Spannung geht von Pyhäkoski nach Hikiä (500 km) und von Nuojua ist eine gleichstarke Leitung im Bau. Nach Abschluß der Arbeiten am Oulu-Fluß soll in ähnlicher Weise der Kemi-Fluß in Nordfinnland ausgebaut werden, der einen Energiezuwachs von $4000 \cdot 10^3$ Mio. kWh/Jahr erbringen wird. [Nach einer Broschüre „Power on the Oulu River“ Helsinki 1953.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt a. M.-Nied.

Brucherscheinungen von Beton unter kombinierter Druck- und Zugbeanspruchung.

Die Zerstörung des Materialzusammenhangs bei Beton wird, da es sich um ein sprödes Material handelt, dessen Zugfestigkeit geringer ist als die Schubfestigkeit und erst recht geringer als die Druckfestigkeit, bei entsprechendem Spannungszustand durch Zugbeanspruchungen bzw. Dehnungen (Verlängerungen) erfolgen. Eine häufig vorkommende Beanspruchung ist Zug und Druck in 2 aufeinander senkrechten Ebenen. Bruchversuche mit einer solchen Beanspruchungsart wurden von dem American Con-

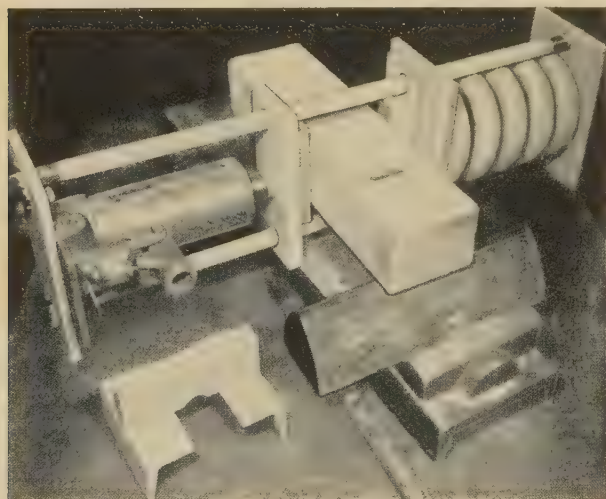


Abb. 1. Versuchseinrichtung.

crete Institute durchgeführt, worüber nachstehend kurz berichtet sei.

Der Beton der Probeträger wurde nach der Herstellung 5 Tage feucht bei 55°C , anschließend 2 Tage bei Zimmertemperatur trocken gelagert. Die Würfelfestigkeiten betrugen i. Mi. 260 kg/cm^2 .

Abb. 1 zeigt die Versuchseinrichtung. Ein unbewehrter Betonbalken, Abmessungen $F_t = 7,62 \cdot 10,16\text{ cm}^2$ ($3'' \cdot 4''$), $l = 40,64\text{ cm}$ ($16''$) wird in der Mitte seiner Schmalseite durch eine hydraulische Presse mittels zweier Stempel, deren Fläche je $7,62 \cdot 2,54\text{ cm}^2$ ($3'' \cdot 1''$) beträgt, auf Druck, und zwar mit einem gewissen vorgegebenen Bruchteil der Würfeldruckfestigkeit $\sigma_d = \alpha \cdot W_b$ beansprucht. Der Wert α wird im Versuch variiert.

Dieser so auf einer Teilfläche beanspruchte Balken wird dann durch 2 in den Spannweitendritteln angreifende Einzellasten auf Biegung bis zum Bruch belastet. Die Längung der Biegezugfasern wird in der Mitte des Balkens durch die Querkontraktion infolge σ_d vergrößert und dadurch das Bruchmoment verringert.

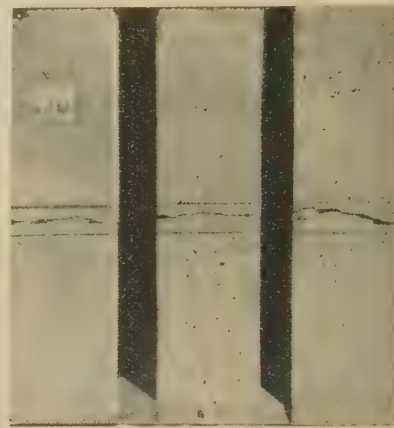


Abb. 2. Bruchbilder.

Abb. 2 zeigt Bruchbilder von Probeträgern, die, mit $\sigma_d = 0,6 W_{Bd}$ in der beschriebenen Weise vorbelastet, auf Biegung zu Bruch gingen. Bezeichnet man $\beta = \sigma_z / W_{Bz}$, worin

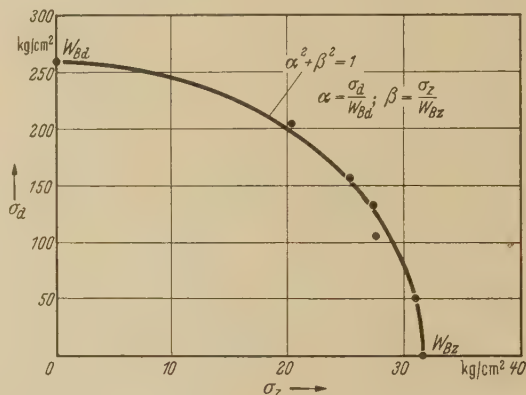


Abb. 3. Versuchsergebnisse.

$\sigma_z = M/I \cdot v_u$ = Biegezugspannung beim Bruch des Versuchs balkens und W_{Bz} die Biegezugfestigkeit bedeutet, so lassen sich die Ergebnisse der Versuche darstellen mit (Abb. 3) $\alpha^2 + \beta^2 = 1$. [Nach Journal Amer. Concrete Institute 25 (1953) S. 137.]

A. Mehmel, Darmstadt

Unterirdische Garage in Los Angeles.

In Los Angeles (USA) ist der Kraftwagen wegen der große Ausdehnung des Stadtgebietes ein dringendes Bedürfnis. Wegen des ständig zunehmenden Verkehrs wurde nach der Vorbild einer in San Francisco erbauten unterirdischen Garage im Geschäftsviertel der Innenstadt unter dem Square Pershing eine dreistöckige Großgarage für 5 Mio Dollar erbaut, die zu den größten Garagen der Welt zählt und Juni 1951 unter dem Namen City Park Garage eröffnet wurde.

Nach Entfernung der Pflanzungen, Denkmäler und Bänke des $120 \cdot 200\text{ m}$ großen Platzes wurde der Boden 10 m tiefer ausgehoben, $170\,000\text{ m}^3$ Erdbreich 5 km weit gefahren und gelagert, nach Fertigstellung der Garage wieder Mutterboden aufgebracht, die Pflanzungen, Bänke und Denkmäler wieder aufgestellt, so daß nur noch die außerhalb der 4 den Platz umgebenden Verkehrsstraßen liegenden Ein- und Ausfahrten zu erkennen sind (Abb. 1).

Die 3 Geschosse der Garage sind in Verbindung mit jeder Einfahrt und jeder Ausfahrt durch schraubenförmig geführt 9 m breite Rampen von $8-10\%$ Steigung miteinander verbunden (Abb. 2) und sind von jeder der 4 den Platz umgebenden Straßen durch eine Einfahrt zu erreichen. Sie werden durch gesonderte Ausfahrten verlassen (Abb. 1). Von den umgebenden Straßen sind die 5. und 6. Street Einbahnstraße, die Hill Street und Olive Street zweibahnige Straßen. Die voneinander getrennten Ein- und Ausfahrten sind an jed

Straße so angeordnet, daß die ankommenden und ausfahrenden Wagen sich nicht mit auf der Straße fahrenden Wagen kreuzen und sich in den Rechtsverkehr einreihen. Die Fahrer und das Personal verlassen und erreichen die Garage auf in Mitte des Platzes gelegenen Rolltreppen. In der Garage sind

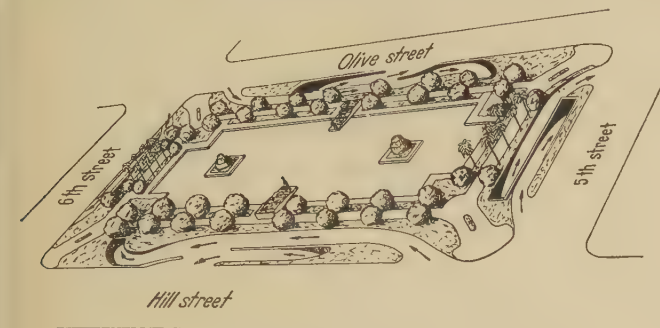


Abb. 1. Ein- und Ausfahrten.

besondere durch Lichtsignale und Nägel gesicherte Fußwege angelegt.

Jedes Geschoß der ständig durch Leuchtröhren erhellten Garage hat 20 000 m² Fläche. 264 Pfosten von im Mittel 60 cm ϕ stehen in 8 $\times$ 8 m Abstand, so daß 3 Wagen dazwischen parken können (Abb. 2) Jedes der 3. Geschoße zerfällt

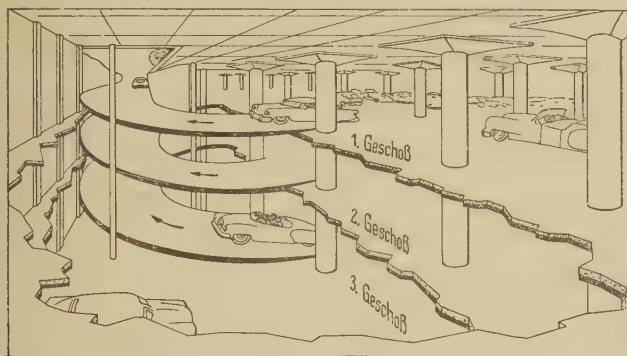


Abb. 2. Innenansicht und Schraubenrampe.

in 2 selbständige Garagen, so daß zusammen 6 Garagen vorhanden sind. Gleichzeitig können 2000 Wagen parken und 70 Wagen in der Minute ein- oder ausfahren, so daß die gesamte Garage in 30 Minuten geleert oder besetzt werden kann. Damit will man eine Möglichkeit für das Parken von

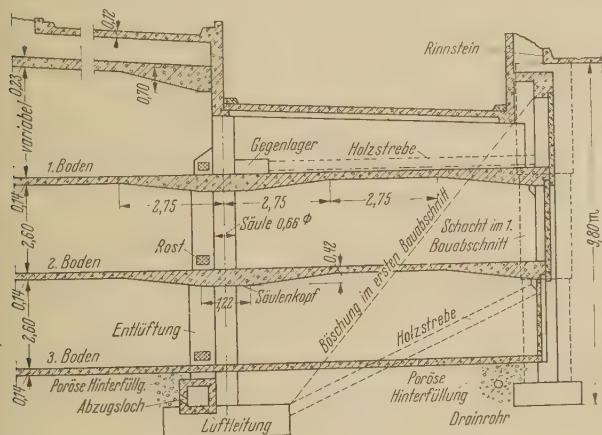


Abb. 3. Schnitt.

täglich 4000—5000 Wagen schaffen. Die Oberfläche der 4 den Platz umgebenden Straßen genügt für die Aufstellung von 40 Wagen an jeder Einfahrtsrampe, so daß die Wagen hier, wenn nötig, auf einen Platz in der Garage warten können.

Ein an der Einfahrt ankommender Wagen wird durch Lichtsignale und Pfeile zu einer Zone geführt, wo ein Platz frei ist. Jede der 6 Garagen hat eine selbständige Annahmestelle und gibt Karten mit einer anderen Farbe aus, so daß der Fahrer an Hand der Karte den Wagen wiederfindet. Er verläßt und betritt die Garage durch Rolltreppen, die auf die Mitte des Platzes ausmünden. Der an der Annahmestelle

übergebene Wagen wird von einem Angestellten übernommen und an einen freien Platz gefahren bzw. nachgesehen und gereinigt.

Die verbrauchte Luft und die Verbrennungsgase werden durch 4 an den Ecken liegende Saugkammern abgesaugt, die durch Ventilator mit 60 kW betrieben werden und die Luft in 6 Minuten erneuern. Die Schlechtluft geht durch einen

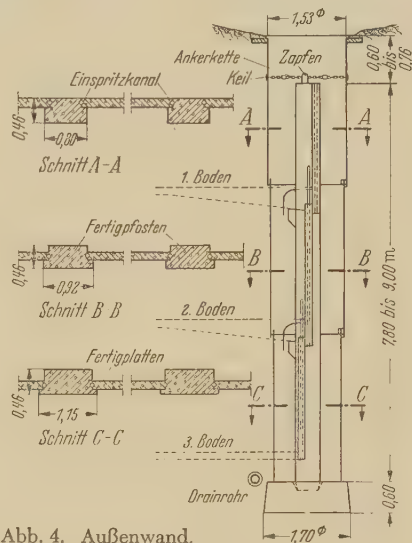


Abb. 4. Außenwand.

unter dem Boden liegenden Kanal (Abb. 3) und einen Schornstein ins Freie. Bei Ausfall des städtischen Stromes tritt ein Reserveaggregat in Tätigkeit. Das Abwasser und Drainagewasser läuft in 3 Zisternen und wird durch 6 Zentrifugalpumpen in das städtische Kanalnetz geleitet. Das Regenwasser gelangt in ein besonderes Kanalnetz.

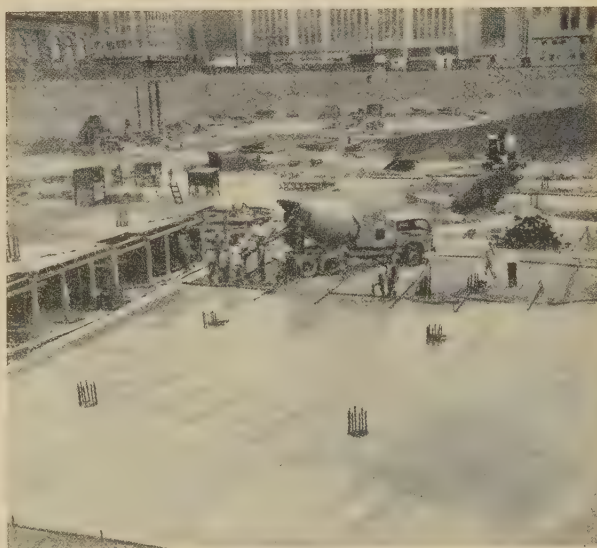


Abb. 5. Betonieren des Bodens.

Nach Entfernung der Platzanlagen begann der Bodenaushub am 1. 2. 1951 mit mechanischen Schaufeln. Es war brauner Sand mit etwas Kies und Ton vorhanden, zuletzt kam grauer Sand mit bis 5 cm großem Geröll von großer Festigkeit. Grundwasser trat periodisch zutage. Der Aushub geschah in 2 Abschnitten. Während des ersten Abschnittes wurden ringsherum 10 m hohe vorgefertigte Pfosten von 9 t Gewicht mit Kran aufgestellt (Abb. 4), die auf sorgfältig hergestellten Fundamenten ruhten. Zwischen die Pfosten wurden vorgefertigte Platten eingesetzt, die auf den Absätzen der Pfosten gelagert waren und die Böschung abstützten. Die inneren Pfosten dienten als Gegenlager für die Absteifungen, bis die fertige Bodenplatte als waagrechte Abstützung wirkte.

Der Beton wurde in einer Fabrik außerhalb der Baustelle hergestellt und auf besonderen Wagen herangefahren (Abb. 5). Die Abbildung zeigt die Herstellung des unteren Bodens und die Stahlschalung für den darüberliegenden Boden. Die Schalung wurde nach 7 Tagen entfernt. Die bis zum Boden

reichende Zufahrtsrampe ist in Abb. 5 zu erkennen. Sie blieb so lange bestehen, bis die Decken ringsherum fertig waren.

Die Decken sind als Pilzdecken mit quadratischen Köpfen ausgebildet und sind im mittleren Drittel 14 cm stark. Die Verstärkungen an den Säulen gehen bis zum Drittel der Feldweite. Die Pilzdecken wurden nach der Modellmethode von Presan berechnet, was zu großer Ersparnis führte. Die ähnlich wie Torstahl mit Rippen versehene Bewehrung höherer Festigkeit wurde ohne Haken verlegt. Die Betonfestigkeit betrug 250 kg/cm² nach 28 Tagen.

Solche unterirdischen Garagen können auch als Luftschutzräume dienen. Auch in New York und Boston sollen unterirdische Garagen gebaut werden. [Nach La Technique des Travaux 29 (1953 S. 153.)]

Wilhelm Ihlenburg, Frankfurt/Main

Verfestigung von Lößboden durch Löß-Injektionen.

Im Gebiet des Platte-Flusses in Nebraska (USA) ist im Anschluß an die Wasserkraftausnutzung durch den Kingsley-Damm eine Bewässerungsanlage geschaffen, welche durch einen 120 km langen Zuleitungskanal und 800 km Seitenkanäle und Gräben alljährlich 6 Monate lang etwa 450 km² fruchtbaren Lößboden mit 71 m³/sec Wasser versorgt. Diese an sich kleine Wassermenge erforderte wirtschaftliche Methoden für den Ausbau des Systems, das neben dem Kanal noch 26 kleinere Staubecken mit eingewalzten Erddämmen und Kraftwerksbauten umfaßt.

Das Dichtungsproblem lag in der durchschnittlich 30 m mächtigen Deckschicht aus Löß, der in zwei und mehr unterscheidbaren Zeitabschnitten vom Wind über dem eigentlichen Flußschotter und Sand abgesetzt wurde und von Sand und Tonlinsen durchsetzt ist. Der Löß wiegt 1200 und 1400 kg/m³, ist wasserdurchlässig und ließ nach Labortesten erwarten, daß bei nachträglich eintretender Wassersättigung unter Bauwerkslasten eine Setzung von 1–2 m eintreten würde. Das Bauen schien also zunächst nicht möglich. Zuerst prüfte man, ob allein bei künstlich herbeigeführter Wassersättigung eine Setzung eintrat, erkannte aber bald, daß dies nur unter gleichzeitiger Belastung der Fall sein würde. Dann kam man auf den Gedanken, die Hohlräume des natürlichen Bodens mit Löß auszufüllen, was bei einer vorherigen Wassersättigung von 33% in brauchbarer Weise auch gelang. Aber dieser Boden war nicht ausreichend dicht gegen Wasserüberdruck. Weitere Untersuchungen führten zu folgenden für die Lößinjektionen wichtigen Erkenntnissen:

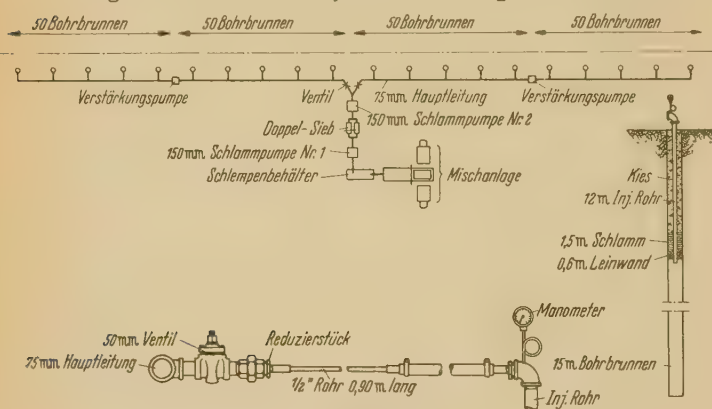


Abb. 1. Installation zur Lößinjektion einer 3200 m langen Kanalschleife (mit Einzelheiten).

1. Der gewachsene Lößboden muß zunächst hinreichend porös sein, um wie ein Filter einen Wasserüberdruck hindurchzulassen.
2. Die einzupressende Schlempe muß in ihrem Korngefüge selbst dann noch porös bleiben, wenn die Filterwirkung des Bodens die festen Teile der Schlempe festhält, damit das Schlempenwasser ausgepreßt werden kann.
3. Die Schlempe muß so viel feine Teile haben, daß sie bis zuletzt voll pumpfähig bleibt, ohne indessen durch zu viele Kolloidteilchen das Wasser festzuhalten.

Wenn man mit solcher Schlempe stets gleichbleibender Konsistenz und mit einem der Mächtigkeit bzw. der Überlagerung der zu verfestigenden Lößschicht angepaßten Injektionsdruck systematisch die zu verfestigenden Zonen injiziert, dann erhält man einen Untergrund, der den Forderungen auf Stabilität bei gleichzeitiger Dichtigkeit gegen Wasserdurchtritt ausreichend entspricht.

Im vorliegenden Falle ergab sich, daß eine Peorian-Lößschicht, die in Dünen anstand, nach entsprechender Aufberei-

tung den Forderungen als Injektionsmaterial voll entsprach. Dies Material, mit Wasser im Verhältnis 50:50 angemacht, konnte unter den Betonbauwerken normalerweise mit 8–10,5 atü eingepreßt werden, ohne daß die Scheerfestigkeit des Bodens überbeansprucht wurde, oder eine Hebung der durch Nivelements laufend kontrollierten Bauwerke eintrat. Ein ursprünglich angewandter Bentonitzusatz von 5% wurde bald wieder aufgegeben, weil dies Material zuviel Wasser festhielt. In den Fällen, wo die Stabilisierung des Bodens auf 13 m Tiefe noch nicht ausreichte, um eine Unterläufigkeit auszuschließen, wurde in Stufen von etwa 5 m eine mehrfache Wiederholung der Löß-Injektion vorgenommen, bis der Untergrund bis auf das alte Flußbett verfestigt war. Weitere Bohrbrunnen im Zuge der Unterläufigkeit unterhalb der Stauanlagen in Abständen von etwa 2 m schlossen dann die Sickerkanäle, und diese Arbeit wurde fortgesetzt, bis alle Sickerungen beseitigt waren.

Trotzdem eine hinreichende Verfestigung erst unter Auflast zu erreichen ist, gelang es, das Verfahren der Lößinjektion auch für den Untergrund von eingewalzten Erdstaudämmen anzuwenden. Hierbei wurde zunächst das Schüttmaterial der Dämme auf Grund von Labortesten genauestens dosiert und mit einer Wassersättigung von 20% über dem Optimum versehen. Es hatte sich nämlich gezeigt, daß hierbei das Material des Damms hinreichend geschmeidig blieb, um die Setzungen des Untergrundes ohne Reißbildung mitmachen zu können und daß es trotzdem den Staudruck ohne zu rutschen aufnehmen konnte. Wenn mit dem steigenden Wasser des Staues die Sättigung des Untergrundes eintrat und die Setzung dadurch eingeleitet wurde, wurden entlang der wasserseitigen und luftseitigen Böschung Reihenbohrungen heruntergebracht und die Lößaufschwemmung injiziert, wodurch es gelang, die Setzungen auf die Hälfte der nach Labortesten für den unverfestigten Boden zu erwartenden Größenordnung zu reduzieren bei gleichzeitiger Verdichtung gegen Wasserüberdruck, der hinter den 26 Dämmen zwischen 12 und 22,5 m liegt. Die Ausführung dieser Arbeiten erfolgte in den Jahren 1941–1945. Spätere Setzungen sind an den Bauwerken nicht beobachtet worden.

Gegen Ende des Jahres 1950 bemerkte man, daß der Zuleitungskanal auf etwa 64 km Länge einen Wasserverlust von 20% ergab. Zur Beseitigung dieser Verluste wurde ein groß angelegter Plan verwirklicht. Nach vorheriger Beseitigung einiger größerer Hohlräume wurde zur Injektion ein trockener Peorian-Löß mit 10–16% Kolloid- und 20–26% Sandanteil (als Absatz innerhalb von 40 sec) aufbereitet und mit der gleichen Gewichtsmenge Wasser zur Schlempe aufgerührt. Mit 150 mm ϕ Kreisel-pumpen, deren Schaufeln von 60 cm ϕ auf 38 cm ϕ verkleinert und deren Upm von 900 auf 1500 gesteigert wurden, erfolgte dann die Injektion mit der durch Versuche festgestellten optimalen Menge von minütl. 55 l je Brunnen bei 7 atü.

Um jede individuelle Fehlleistung auszuschließen, genügt es, vor jedes Injektionsrohr im Anschluß an den Zuleitungsschlauch ein Rohrende von 90 cm Länge und $\frac{1}{2}$ Zoll ϕ einzuschalten, das bei voller Ventilöffnung gerade diese optimale Menge durchläßt und einen geringen Verschleiß der Armaturen und Leitungen sichert. Die Injektionsbohrungen führen bis auf das alte Flußbett hinunter, die Inj.-Rohre dagegen etwa bis auf $\frac{2}{3}$ dieser Tiefe, bei den Kanaldämmen bis 6 m unter die Dammsohle. Die starkwandigen Injektionsrohre von 50 mm ϕ werden unten mit Sackleinwand in dem Bohrloch abgedichtet, darüber auf 1,50 m mit Schlempe umgeben und bis oben hin in Kies eingebettet. Die Gesamtanlage einer 3200 m langen Kanalschleife-Baustelle zeigt die Abb. Die Aufbereitungsanlage steht in der Mitte, nach jeder Seite sind 100 Injektionsbrunnen mit 15 m Abstand her-untergebracht. Eine Verstärkungspumpe ist nach 50 Brunnen eingeschaltet. Neuerdings arbeitet man auf 50 Brunnen gleichzeitig, d. h. die Anlage ist auf $50 \times 55 \text{ l/min} = 2,75 \text{ m}^3/\text{min}$ oder pro Stunde auf 165 m^3 Leistung eingestellt, womit aber nur $82,5 \text{ m}^3$ feste Masse in den Grund gelangen. Die Verpressung geschieht fortlaufend in einer Richtung, da ein alternierender Vorgang entgegengesetzt gerichtete Bodenbewegungen hervorruft, die zu Bodenrissen führen. Unter Betonbauten wurde der Druck der Schlempe bis auf 17 atü gesteigert.

Auch bei den kleinen Verteilerkanälen des Bewässerungssystems ist dieses Verdichtungsverfahren angewendet worden. Man kann sagen, daß es immer dann zum Ziele führt, wenn es gelingt, den Wasserüberschuß wieder herauszupressen, daß aber der Boden flüssig wird, wenn er zuviel Kolloidanteile enthält.

Nachdem im Jahre 1951 etwa 50% der Injektionsarbeiten durchgeführt waren, konnte man feststellen, daß die Wasserverluste um $\frac{1}{3}$ verringert waren, d. h. um $185 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{Jahr}$. Hierfür waren verbraucht 85 000 m³ trockener Lößboden bei einem Kostenaufwand von 351 000 \$. [Nach Proc., Am. Soc. of Civ. Eng., 79 (1953) Separate 323.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt a. M.-Nied.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Press, Dr.-Ing. Heinrich, o. Prof. an der Techn. Universität Berlin-Charlottenburg: Stauanlagen und Wasserkraftwerke, II. Teil: Wehre. 204 S., Gr. 17,5 · 24,5 cm, mit 326 Abb. Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn 1954. Geh. DM 26,—, Geb. DM 30,—.

Neben dem vor einem halben Jahr erschienenen Buch „Talsperren“ liegt nunmehr vom gleichen Verfasser ein zusammenfassendes Werk über „Wehre“ vor.

Das Gebiet der Wehrverschlüsse und damit des Stahlwasserbaues hat in den letzten Jahren wegen der zunehmenden Stauhöhen und Lichtweiten eine rasche Entwicklung durchlaufen. Die dabei notwendige genaue Berechnung auch der dynamischen Kraftwirkungen auf die Wehrverschlüsse beim Über- und Unterströmen hat, ausgehend von der Praxis, neue wissenschaftliche Arbeitsmethoden geschaffen.

Wirkung und Einteilung der Wehre und anschließend alle dabei in Frage kommenden hydraulischen Berechnungen werden zunächst eingehend behandelt. Der Einfluß der festen und beweglichen Wehre auf den Geschiebehaushalt der Flüsse und die lokalen Angriffe auf die Flußsohle unterhalb der Wehre (Kolkbildung) sowie die an den Baugrund zu stellenden Anforderungen bilden einen weiteren Abschnitt. Es folgen die konstruktiven Einzelheiten der festen Wehre und der Hebewehre und deren statische Berechnung.

Bei den Wehren mit Wehrverschlüssen werden die neueren Methoden zur Berechnung der dynamischen Kraftwirkungen u. a. auch die Potentialtheorie, sowie die beim Bedienen der Verschlüsse auftretenden nichtstationären Vorgänge (Schwall, Sunk) besprochen. Selbstverständlich bildet die Konstruktion der Wehrverschlüsse den Hauptteil des Werkes. Hier sind auch die neuesten Ausführungen, z. B. Dachwehre, Sektorwehre usw. sowie auch einige bis jetzt nur selten angewandte Konstruktionen berücksichtigt worden. Zahlreiche ausgeführte Beispiele mit klaren und übersichtlichen Abbildungen ergänzen den theoretischen Teil.

Das Buch gibt einen ausgezeichneten Überblick über den heutigen Stand des Wehrbaues und wird besonders dem Stahlwasserbauer und den Studierenden des Wasserbaues von größtem Nutzen sein.

P. Böß, Karlsruhe.

Angewandte Mathematik, Teil II (= Naturforschung und Medizin in Deutschland, Band 4). Herausgegeben von Alwin Walther, Institut für Prakt. Mathematik der Techn. Hochschule Darmstadt. 165 S., Gr. DIN C 5, mit 22 Abb. Weinheim/Bergstraße: Verlag Chemie GmbH. 1953. Kart. DM 10,—.

Das Sammelwerk (Fiat Review of German Science) umfaßt 22 Bände, in ihm sind die in deutschen Fachzeitschriften veröffentlichten Forschungsergebnisse der Jahre 1939—1946 auf naturwissenschaftlichem, medizinischem und mathematischem Gebiet durch etwa 1000 umfassende Abhandlungen in vielen Einzeldarstellungen und Referaten festgehalten. Darüber hinaus sind zahlreiche Ergebnisse aus der Forschung hier erstmalig mitgeteilt.

An dem Werk sind insgesamt 45 Herausgeber und etwa 900 Verfasser der Einzelabhandlungen tätig gewesen. Damit entstand ein Quellen- und Nachschlagewerk, das auch in den Kreisen der Bauingenieure starke Beachtung verdient.

Der vorliegende Band umfaßt u. a. die folgenden Berichte: Theoretische Mechanik (G. Hamel), Allgemeine Elastizitätstheorie (K. Schmidt), Baustatik (F.-W. Bornscheuer), Statik im Schiffbau (G. Schnadel), Spannungsoptik (L. Föppl und E. Mönch), Schwingungen mit endlich vielen Freiheitsgraden (K. Klotter), Schwingungen elastischer Körper (K. Schmidt), Plastizitätstheorie (Th. M. F. Pöschl).

F. Schleicher, Dortmund.

Matschoß, Conrad, Prof. Dr.: Große Ingenieure. Lebensbeschreibungen aus der Geschichte der Technik. Bearbeitet von Friedrich Hassler, VDI. 4., verb. Auflage, 386 S., Gr. 16,5 · 23 cm, mit 55 Abb. München: J. F. Lehmanns Verlag 1954. Ln. 20,— DM.

Die philosophischen Betrachtungen, die heutzutage über den Wert oder Unwert der Technik angestellt werden, dürfen die

geschichtliche Entwicklung nicht übersehen. Sie werden um so mehr zu einem positiven Ergebnis gelangen, wenn sie die Auswirkungen der Technik auf die Menschheit an dem Leben ihrer hervorragenden Gestalten verfolgen. So ist das Buch von Matschoß über große Ingenieure als ein Beitrag zur Kulturgeschichte zu werten.

Getragen von der Begeisterung dieses Künders der Technikgeschichte zieht eine fünftausendjährige Entwicklung an uns vorüber; denn die geschilderten Männer und ihre Taten erfahren eine lebensvolle Darstellung inmitten desjenigen Zeitabschnittes, den sie beeinflussen. Je mehr wir uns unserer Zeit nähern, desto dichter können die Beschreibungen folgen. Daß dabei eine Beschränkung hinsichtlich des Fachgebiets geübt und eine Auswahl aus der Zahl der großen Männer der Technik getroffen werden muß, ist einleuchtend. Besonders markante Gestalten, wie Leonardo da Vinci, die Männer um die Dampfmaschine, Georg Friedrich von Reichenbach, George und Robert Stephenson, Alfred Krupp, Werner von Siemens, die Pioniere der Verbrennungskraftmaschine und des Flugzeugbaus werden besonders gewürdigt.

In der von Hassler bearbeiteten neuen Auflage wird das Werk von Matschoß fortgeführt. Möge es zu seinen alten Freunden neue gewinnen, und insbesondere die Jugend von Inhalt und Ethik des Ingenieurberufes überzeugen. Es ist hierfür bestens geeignet.

A. Vierling, Hannover.

Erste schweizerische Stahlbautagung Zürich 1953. (= Mitteilungen der TKVSB. Nr. 8.) 235 S., Gr. 15,5 · 22,5 cm. Zürich: Verlag Leemann, 1953.

Das Heft enthält die auf der ersten schweiz. Stahlbautagung gehaltenen Vorträge. Die neun Referate sind bis auf eines in deutscher Sprache gedruckt. In seiner Begrüßungsansprache legt der Präsident der T.K.V.S.B. Kollbrunner dar, daß die Tagung ein Bild des technischen Standes und der typischen Merkmale des schweizerischen Stahlbaues vermitteln solle. Demgemäß steht der Stahlhochbau im Vordergrund. Im ersten Vortrag zeigt Stüssi wie die allgemeinen Entwicklungsmerkmale des Stahlbaues durch die Besonderheiten der Ausgangslage in der Schweiz eine typische Ausprägung erfahren haben und veranschaulicht diese in einem Querschnitt schweizerischer Stahlbauten. Drei Referate beziehen sich auf den Stahlhochbau. Kollbrunner kennzeichnet die wesentlichen Fortschritte im Stahlhochbau, führt eine lange Reihe von Vorteilen des Baustoffes Stahl im Hochbau an und belegt an zahlreichen Beispielen aus dem Geschoß- und aus dem Hallenbau den hohen technischen Stand des Stahlbaues in der Schweiz. Die Planungen vom Standpunkt des Architekten erörtert Suter in seinem Referat über Stahlkonstruktionen im Industrie- und Verwaltungsbau. Im Vortrag „Stahlhochbau im Dienste der Architektur“ belegt Wartmann an Hand der Aufgliederung der gesamtschweizerischen Stahlbauaufträge den übertragenden Anteil des Stahlhochbaues. In acht Punkten ist die Bedeutung der Zusammenarbeit von Ingenieur und Architekt insbesondere im Hinblick auf die Wettbewerbsfähigkeit des Stahles im Hochbau dargelegt.

Es entspricht der offenen Einstellung in der Schweiz, daß auch über die Nachteile des Stahlbaues gesprochen wird. Im Vortrag Blom „Rostschutz durch Anstrich“ werden die wichtigsten Tatbestände über den Korrosionsschutz zusammengestellt. Dändliker gibt an, was heute über die elektrochemischen Vorgänge der Korrosion als gesichert angesehen werden kann. Das vielgestaltige Problem der Feuerbekämpfung untersucht Geilinger in sehr instruktiver Weise sowohl von der Seite der Theorie als auch in bezug auf die aktuellen Fragen.

Auf den Brückenbau speziell bezieht sich nur der Vortrag von Marguerat über die Eisenbahnbrücken in Verbundbauweise der schweiz. Bundesbahnen. Im letzten Referat befaßt sich Stüssi mit einigen aktuellen Fragen der Knicktheorie im Hinblick auf die Auswertbarkeit der neueren Erkenntnisse und Anschauungen für die Konstruktionspraxis.

Ph. Stein, Aachen.

Handbuch des Bauwesens 1954. Der Deutsche Baukalender (76. Jahrg.) vereinigt mit Baustofflexikon. Herausgegeben unter Mitwirkung namhafter Fachleute von Regierungsbaumeister H. P. Eckart, Architekt, BDA. 700 S., Gr. 10,5 · 16,5 cm, mit über 250 Abb., Zeichn., Details und zahlreichen Tabellen. Stuttgart: Deutscher Fachzeitschriften- und Fachbuchverlag GmbH., 1954. 14,40 DM.

Das Handbuch erscheint wieder in seinen 4 Abteilungen: Handbuch des Architekten, Handbuch des Bauens, Baustatik und Hilfswissenschaften, und Baustofflexikon, alle vier in einem Band. Im Vergleich zur vorjährigen Auflage bringt der jetzige Jahrgang 22 neue Abhandlungen über Architekturfragen, Wohnungs- und Schulbau, Bau- und Arbeitsrecht sowie Preisbestimmung und Kostenermittlungen; ferner über Verwendung von Glas, Naturstein und Gips; über Holzbau, Deckenbau, Schall- und Feuchtigkeitsschutz von Wänden sowie über Wohnungsheizung durch neuzeitliche Einzelöfen. Zwei weitere Kapitel wurden von anderen Verfassern neu bearbeitet: Der Honorarprozeß des Architekten (Henssler) und Sanitäre Einrichtung (Faber). Die Zahl der Abbildungen wurde vermehrt, das Normenverzeichnis vervollständigt und das Baustofflexikon stark erweitert. A. Troche, Hannover.

50 Jahre Holzschutz Wolman. — Vom Baujahr der ersten Wolman-Imprägnieranlage bis heute 1903—1953. Herausgegeben von der Allgemeinen Holzimprägnierung Dr. Wolman GmbH., Sinzheim bei Baden-Baden. 122 S., Gr. DIN A 4, mit vielen Abb.

Die Firma „Allgemeine Holzimprägnierung Dr. Wolman G.m.b.H., Sinzheim“, hat anlässlich ihres 50jährigen Bestehens eine Festschrift herausgegeben, die dem Andenken an den erst vor kurzem verstorbenen Senator Dr.-Ing. E. h. Karl Heinrich Wolman gewidmet ist. Sie fügt sich mit dieser Erinnerungsgabe in die Gepflogenheiten anderer namhafter Firmen der gewerblichen Wirtschaft ein, bei denen die Firmengeschichte gleichzusetzen ist mit einem Stück Entwicklungsgeschichte des angesprochenen Fachbereichs.

In einem einleitenden Rückblick werden die Entwicklung und Einführung der Holzschutzmittel auf der Basis der Fluorverbindungen durch W., diesen verdienstvollen Förderer des Holzschutzes, und die Gründung und das Wachsen der Firma behandelt. Der zweite Teil umfaßt das Grundwissen über den Holzschutz, über Holzschäden und ihre Ursachen, die Holzschutzmittelarten, ihr Verhalten gegenüber dem Holz und die verschiedenen Imprägnierverfahren. Einwandfreie und weitgehend neutrale Gestaltung dieses Abschnitts geben der Schrift den wesentlichen Wert. Der dritte Teil bringt Beispiele des Holzschutzes mit Wolmansalzen. Ausgesuchtes Bildmaterial, ergänzt durch Zeichnungen und die Wiedergabe von Erprobungsgutachten, vermittelt einen eindrucksvollen Überblick über dieses Arbeitsgebiet.

Über den Rahmen einer Firmen-Festschrift und über diesen zeitgebundenen Anlaß hinaus ist die auch im Äußeren ansprechende Schrift geeignet, den interessierten Kreisen in einprägsamer Weise die Notwendigkeit des chemischen und technischen Holzschutzes und mit ihr auch die Pionierleistung von K.-H. Wolman vor Augen zu führen.

H. Piest, Hannover.

Fonrobert, Dr.-Ing. Felix, Baurat an der Staatsbauschule zu Holzminden: **Grundzüge des Holzbaues im Hochbau.** Ein Leitfaden für Studium und Praxis. Bearbeitet von Professor Dr.-Ing. habil. W. Stoy, Braunschweig, und G. Dröge, beratender Bauingenieur, Salzgitter-Thiede. 6. Neubearb. Aufl., 276 S. Gr. DIN C 5, mit 280 Abb., 10 Bild- und Zahlentafeln und 107 Zahlenbeispielen. Berlin: Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn 1953. Geh. DM 15,—, geb. DM 18,—.

Im Sinne des 1949 verstorbenen Verfassers haben Stoy und Dröge die Bearbeitung der neuen Auflage des bekannten Leitfadens übernommen. Die Gliederung in sieben Abschnitte wurde beibehalten. Die ersten vier bringen das Notwendige über den Baustoff Holz und über die Grundlagen der Festigkeitsberechnung. Im 5. Abschnitt werden eingehend die Holzverbindungen behandelt. Den größten Raum, weit über die Hälfte des Buches, nimmt der Abschnitt Tragwerke ein. Der letzte Abschnitt befaßt sich kurz mit dem Holzschutz.

Die Darstellung ist insofern elementar, als sie keine besondere praktische oder wissenschaftliche Vorbildung voraussetzt, und sie vermag leicht in das Gebiet des Ingenieur-Holzbaues einzuführen. Andererseits wird bei der Erörterung der Einzelheiten, meist an Hand von praktischen Aufgabenstellungen, die Betrachtung zu den grundlegenden und aktuellen Fragen geführt. Die amtlichen Bestimmungen sind dabei ausführlich behandelt und in allen Einzelheiten ausgelegt. Das

Buch ist somit auch für die Praxis eine wertvolle Hilfe. Sehr nützlich ist ein Verzeichnis der 107 Zahlenbeispiele, sowie ein ausführliches Stichwort- und Schriftumsverzeichnis.

Ph. Stein, Aachen.

Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, 13. Band, 366 S., Gr. 17 · 24 cm mit vielen Abb. Zürich: Verlag Leemann 1953. Auslieferung: Pfister, Konstanz. DM 40,—.

Der neue Band der Abhandlungen enthält 19 Veröffentlichungen:

S. Ban: Formänderung der hyperbolischen Paraboloidschale. — **Beaufoy:** Open-Spandrel Arch Analysis Assuming Continuity of Structure. — **Bergström:** Relation Between the Properties of Fresh and Hardened Concrete. — **Bridge:** A Machine for Calculation Electrically the Bending Moment and Shear Loading Effect of Moving Load on Varying Spans. — **Davidsohn:** The Vibration of Slightly Curved Bar Carrying an End Mass. — **Ghaswala:** Magnesium Alloy Structures. — **Giangreco:** Instabilité de l'équilibre des voûtes polygonales. — **Gruber:** Versteift kreiskegelförmige Membrane mit veränderlicher Wandstärke. — **Hahn:** Poutre sur appui continu élastique. — **Lardy:** Sur une méthode nouvelle de résolution du problème des dalles rectangulaires encastrées. — **Levy:** Adaptations plastiques au bord des surfaces de révolution. — **Massonnet:** Essais d'adaptation et de stabilisation plastiques sur des poutrelles laminées. — **Moe:** On the theory of cylindrical shells. — **Oravas:** A Method of Successive Approximations for the Solution of Continuous Shells. — **Reinitzhuber:** Knicken von Stäben mit linear veränderlicher Längskraft. — **Selberg:** Bearing Capacity of Voussoir Arches. — **Stüssi:** Plastizitätstheorie. — **Stüssi:** Trägerschwingungen unter bewegter Last. — **Stüssi:** Dauerfestigkeit von Aluminium-Legierungen.

Diese Aufzählung gibt bereits einen Eindruck davon, daß in Fortsetzung der Tradition auch der vorliegende Band der Abhandlungen eine Fülle von Arbeiten namhafter Forscher aus den verschiedensten Spezialgebieten veröffentlicht; Arbeiten, die zum großen Teil im Vordergrund des Interesses stehen.

R. Barbré, Dortmund.

Demidow, Ing. L. G. und G. G. Schigorin, Doz.: Kanalisation, 1. Teil. Das Kanalisationsnetz. Unter der Redaktion des Kand. d. techn. Wissenschaften A. A. Karpinski. Vom Ministerium für Hochschulbildung der UdSSR zugelassen als Lehrbuch für Bauingenieur-Hochschulen. 349 S. Gr. DIN C 5, mit 211 Abb. Leipzig: Fachbuchverlag GmbH., 1953. Hlw. DM 15,—.

Das aus dem Russischen übersetzte Buch ist — wie der sowjetische Verlag ankündigt — „ein Lehrbuch für Studenten der Bauhochschulen der Fachrichtung »Kanalisation« und kann auch dem planenden und ausführenden Ingenieur nützlich sein.“ Die Kammer der Technik (Z) Berlin, Fachgruppe Bauwesen, sagt in ihrem Vorwort: „Die Herausgabe dieses sowjetischen Werkes in deutscher Sprache zeugt von der großen Hilfe, die uns die Sowjetwissenschaft beim Aufbau unserer Wirtschaft gewährt. Sie schließt eine empfindliche Lücke in unserer Fachliteratur und wird wesentlich zur Erfüllung unserer Volkswirtschaftspläne beitragen.“ Es verwundert also nicht, daß in einem solchen Lehrbuch bei den geschichtlichen Ausführungen der Einleitung die städtehygienischen Verhältnisse in den kapitalistischen Ländern schonungslos entlarvt werden, „wo diese Einrichtungen nur für die inneren, von der Bourgeoisie und den Kapitalisten bewohnten Stadtviertel geschaffen waren.“ In einem weiteren Abschnitt wird der Leser dann über den „großen Beitrag zur Entwicklung der Kanalisation von Ortschaften und Industrieanlagen“ unterrichtet, die sowjetische „Gelehrte, Ingenieure und Techniker, wissenschaftliche Forschungsinstitute und Organisationen der Sowjetunion und ebenso die Allrussischen später Allunions-Wasserversorgungs- und gesundheitstechnischen Kongresse“ geleistet haben. Nach Darlegung der Kanalisationspläne und -systeme werden die Hauptaufgaben der Planung von Kanalisationsanlagen, das Leitungsnetz und die Regenwasserkanalisation be-

handelt. Das nur sowjetische Autoren enthaltende Literaturverzeichnis geht bis auf das Jahr 1925 zurück. Eine Zusammenstellung des Wasserverbrauchs und der Wasserabführung verschiedener Industriezweige beschließt das mit guten Strichzeichnungen, aber schlechten Autotypen ausgestattete Buch. Viele Abbildungen gehen auf ausländische, auch deutsche Quellen zurück, ohne daß diese genannt wären. Für zahlreiche Beurteilungen, Formeln und Arbeitsverfahren, die im internationalen Schrifttum längst bekannt sind, werden als Urheber nur sowjetische Forscher angegeben. Wenn auch das mit Zahlenbeispielen versehene Buch bei weitem nicht dem neuesten Stand der Abwasserbeseitigung entspricht, so ist es doch auch für die westdeutschen Leser von Interesse, die sich über den Stand der Abwassertechnik in der Sowjetunion oder über die Erfahrungen in klimatisch ähnlichen Ländern unterrichten wollen.

E. Marquardt, Stuttgart.

Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. 20./21. Band (1950/51) XI. 319 S., Gr. DIN A 4 mit 397 Abbildungen und 4 Tafeln. Berlin · Göttingen · Heidelberg: Springer-Verlag 1953. Gzl. DM 60,—.

In der Einleitung werden die auf der Hauptversammlung in Karlsruhe (1950) und die in Bremen (1951) gehaltenen Vorträge aufgeführt, die in der Zeitschrift „Hansa“ wiedergegeben wurden.

Als erste Aufsätze des Jahrbuchs sind die Aufgaben der Wasserbauverwaltung „des Bundes an den Binnenwasserstraßen nach dem Kriege“ und „der technische Stand der Binnenhäfen im Jahre 1952“, getrennt nach öffentlichen und Privathäfen geschildert. Die beiden Hauptthemen sind dem Wiederaufbau und dem Ausbau des Hamburger Hafens und der Häfen in Bremen und Bremerhaven seit 1945 gewidmet. Die Verfasser sind der Reihenfolge nach der Leiter des Strom- und Hafenbaus Hamburg, Hafenbaudirektor Mühlradt und der Präsident der Hafenbauverwaltung Bremen und Bremerhaven, Prof. Dr.-Ing. E. H., Dr.-Ing. Agatz mit ihren Mitarbeitern. Die Beiträge sind so zahlreich, daß sie im Rahmen einer Buchbesprechung nicht eingehend behandelt werden können.

Prof. Agatz faßt die aus dem Wiederaufbau gewonnenen Erfahrungen zusammen und weist darauf hin, daß es heute gilt, die verlorengegangenen Beziehungen zu den Fachkräften des Auslandes teils wieder anzuknüpfen, teils weiter auszubauen.

Neben den Aufsätzen über Hamburg und Bremen erscheinen „der Wiederaufbau der schleswig-holsteinischen Seehäfen unter besonderer Berücksichtigung der größeren Verkehrshäfen Lübeck, Kiel, Flensburg und Rendsburg“. Als besonderes Kapitel schließt sich ein von Baudirektor Dr.-Ing. Kressner verfaßter Aufsatz über „die neuere Entwicklung des Hafens Cuxhaven“ an, was wünschenswert erschien, weil nach der politischen Neugestaltung auf Grund des Gesetzes über Groß-Hamburg und der dadurch bedingten Trennung nach einem niedersächsischen und einem hamburgischen Hafenteil bislang noch nicht zusammenhängend über die Cuxhavener Verhältnisse etwas veröffentlicht worden ist. In dem angefügten Ausblick werden die Probleme angedeutet, die in naher Zukunft zur Entscheidung drängen und schließlich zur Verlegung der Einfahrt in den Amerikahafen führen können, um mehrere Fahrgastsschiffe gleichzeitig am Steubenhöft abfertigen zu können. Diese Erwägungen leiten schon zu den von Prof. Hensen, Hannover, ausgearbeiteten und durchgeführten sehr interessanten Modellversuchen über, die einen großen Fortschritt auf dem Gebiet des wasserbaulichen Forschungswesens bedeuten. Dabei wird von dem Zustand und von den allgemeinen Strömungsverhältnissen in diesem Hafenbecken ausgegangen. Die Grundlagen der Modellversuche, der Modelllaufbau, die Nachbildung der Tiden und des Brackwassers werden aufgezeigt. Der Wasseraustausch in der Hafeneinfahrt und innerhalb des Hafens und der Einfluß des Brackwassers auf die Verschlickung sind ermittelt. Auf Grund der Versuchsergebnisse hält der Verfasser es für empfehlenswert, die bestehende Hafenöffnung zu schließen und die Einfahrt an den östlichen Rand des Beckens zu verlegen.

Den Schluß bildet die Arbeit des Ausschusses für Umschlagstechnik von Baudirektor Wundram, in der die Frage, ob der Uferkran die Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit erhöht, beleuchtet wird, in der über den Kostenvergleich zwischen Benzin- und Elektrofahrzeugen zur Flurförderung und Stapelung im Hafenumschlag, über die angemessene Zahl der Hafenkrane und über die Stromarten für Kaikrane geschrieben wird.

Erich Bunnies, Hamburg.

Volquardts, Prof. G.: Feldmessen, Teil 1: Prüfung und Gebrauch der Meßgeräte bei einfachen Längen- und Höhenmessungen, Aufnahme und Darstellung von Lage- und Höhenplänen. Bearbeitet von Dipl.-Ing. H. Volquardts (= Teubners Fachbücher für Hoch- und Tiefbau). VI, 16. überarb. Aufl. 86 S., Gr. DIN C 5, mit 160 Abb. und 1 Ausschlagtafel. Stuttgart: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft 1954. Hln. DM 8,60, Kart. DM 6,80.

Das vorliegende Werk gliedert sich in drei Hauptteile. Im ersten Hauptteil (29 S.) werden die Lagemessungen (Horizontalaufnahmen) mit Meßblättern oder Meßbändern unter Verwendung der üblichen Geräte zum Abstecken rechter Winkel, die Herstellung von Lageplänen und die Flächeninhaltsberechnungen aus Messungszahlen oder auf Grund der Karte behandelt. Der zweite Hauptteil (45 S.) ist den Höhenmessungen durch Nivellieren gewidmet. Er gibt nach einer ausführlichen Besprechung der Instrumente — einschließlich des Zeiß-Nivelliers Ni 2 mit automatischer Horizontierung — und der Nivellierlatten eine Anleitung zur Durchführung von Festpunktnivellements, zur Aufnahme von Längen- und Querprofilen sowie von Flächennivellements und zum Abstecken von Damm- und Einschnittsbreiten. Im dritten Hauptteil „Vervielfältigen der Pläne“ (4 S.) wird vornehmlich das Vergrößern und Verkleinern von Plänen mit dem Storchschnabel und dem Pantographen beschrieben.

Dank der zweckmäßigen Gliederung, der klaren Sprache, der zahlreichen Abbildungen und vieler Beispiele erhält der Leser eine auf die Bedürfnisse der Praxis abgestellte, leicht faßliche Einführung in die einfachen Messungsverfahren. Er wird dabei nicht nur mit dem Aufbau und der Wirkungsweise der Meßinstrumente, sondern auch mit deren Prüfung und Berichtigung vertraut gemacht. Das in 16. Auflage erscheinende Buch kann dem mit Vermessungsarbeiten befaßten Bauingenieur nur empfohlen werden.

G. Lehmann, Hannover.

Gestalteter Stahl. Vortrags-Veranstaltung am 2. Oktober 1953 in Frankfurt a. M. Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Köln (= Abh. aus dem Stahlbau, Heft 14). 129 S., DIN C 5, mit 115 Abb. Bremen: Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn GmbH. 1953. Kart. DM 8,—.

Der Erfolg des Frankfurter Gesprächs zwischen Architekten und Ingenieuren veranlaßte den Deutschen Stahlbau-Verband die Vorträge und Diskussionsbeiträge allen Interessierten zugänglich zu machen. Im einleitenden Vortrag macht Schuppert in überzeugender Weise deutlich, wie gerade der Stahlbau den Bemühungen des Architekten, das Lebensgefühl unserer Zeit Gestalt werden zu lassen, entgegenkommt. Giefer ergänzt und veranschaulicht die grundsätzlichen Ausführungen Schupperts. An Bauaufgaben aus verschiedenen Gebieten behandelt Eberlein die „Stahlverwendung im Aufgabenbereich des Architekten“ und geht dabei besonders auf Shedbauten ein. Geilinger zeigt an neuen schweizerischen Stahlhochbauten wie sich ohne Mehrkosten durch verständnisvolle Zusammenarbeit von Ingenieur und Architekt ästhetisch vorbildliche Lösungen erzielen lassen. Von den besonderen organisatorischen und technischen Bedingungen ausgehend, gibt Witt einen Überblick über Planung und Ausführung großer Sporthallen. Ein wesentliches gestalterisches Element ist das Fenster, dessen konstruktive und wirtschaftliche Ausbildung als Stahlfenster Esser eingehend erörtert. Ergänzend hierzu behandelt Grün in seinem Vortrag über „Gutes Licht im Industriebau“ die Grundlagen der Bemessung und Anordnung der Belichtungsflächen bei Flachbauten. Die Ausführungen Reinl's über die „Mastbauweise“ lassen erkennen, daß sich hier dem Stahlhochbau neue Möglichkeiten bieten. Aus der Diskussion ist der Vorschlag Klöppels hervorzuheben, einen Wettbewerb für Gemeinschaftsarbeiten von Architekt und Ingenieur in gewissen Zeitabständen durchzuführen.

P. Stein, Aachen.

Pettersson, Ove, Dozent, Stockholm: **Circular Plates Subjected to Radially Symmetrical Transverse Load Combined with Uniform Compression or Tension in the Plane of the Plate.** Acta Polytechnica. Mechancial Engineering Series Vol. 3, No. 1, 31 S., Gr. 17,6 · 26 cm. Stockholm 1954. (Zugleich veröffentlicht als Tekniska Skrifter Nr. 153.)

Wendehorst, Dipl.-Ing. Reinhard, Düsseldorf: **Bautechnische Zahlentafeln.** 9. überarb. u. erw. Aufl., 240 S., Gr. 14 · 19,5 cm, mit zahlr. Abb. Stuttgart: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft 1954. Kart. 7,80 DM, Hln. 9,80 DM.

Fachnormenausschüsse

Vorsitzender: Min.-Rat a. D. Dr.-Ing. E. h. Neuhaus
Geschäftsführer: Baudirektor a. D. Dr.-Ing. habil. Fromm

ARBEITSGRUPPEN:

I	II	III	IV	V	VI	VII
Grundnormen im Hochbau	Einheitliche Technische Baubestimmungen für Holzbau, Steinbau, Beton- und Stahlbetonbau, Stahlbau	Vermessungswesen	Nichtmetallische anorganische Baustoffe	Organische Baustoffe	Holzbau	Beton- und Stahlbau Deutscher Ausschüsse für Stahlbetonbau
Blank	Wedler	Nittinger	Hummel	Weißwange	Kersten	Wedler

ARBEITSAUSSCHÜSSE:

I 1	II 3	II 16	II 30	II 40	III 1	IV 2	IV 12	IV 21	V 1	VI 1	VII 1	VII 1
Maßordnung im Hochbau	Lastannahmen	Leichtmetallbau	Krane und Kranbahnen	Gewächshäuser	Allgemeine Normungsfragen	Beton-Dachsteine	Wandbauplatten für Leichtwände	Hüttensteine	Dachpappe	Holzfenster Holztüren	Allgemeine Betonfragen	Zustufung
Blank	Wedler	Rühl	Hubert	Hasenjäger	Gigas	Hummel	Saenger	Saenger	Malchow	Rettig		W
I 2	II 4	II 19	II 32	II 41	III 2	IV 3	IV 13	IV 22	V 2	VI 2	VII 2	VII 1
Dachneigungen	Einheitliche Bezeichnungen u. Berechnungsverfahren		Putz	Haus-schornsteine *)	Photogrammetrie	Dachziegel	Bausteine u. -platten aus Gas- u. Schaumbeton		Faserdämmstoffe	Holztreppe	Chemische Betonfragen	Rübe
Kühn	Lützens		Bröcker	Wedler	Lacmann		Brandt		Sautter	Mittag	Keil	W
I 3	II 8	II 20	II 33	II 42	III 3	IV 4	IV 14	IV 23	V 3	VI 3	VII 3	VII 1
Bauzeichnungen	Ver-sammlungsstätten	Schulbau	Zulassung neuer Baustoffe und Bauarten		Kartenwesen und Reproduktionstechnik	Zement	Keramische Fliesen		Asphaltplatten		Massenbeton	Gas-Sch
Freising	Schürmann	Rettig	Wedler		Kraus	Weißwange	Pangels		Neumann		Hampe	C
I 4	II 9	II 23	II 34	II 43	III 4	IV 5	IV 15	IV 24	V 4	VI 4	VII 4	VII 1
Bautoleranzen und Bau-passungen		Geschweißte Stahlhochbauten *)	Widerstandsfähigkeit gegen Feuer und Wärme		Geodätische Instrumente und Geräte	Kalk	Betonwerkstein		Holzwohle Leichtbauplatten		Spann-beton	Be-hers
Mittag		Kollmar	Kristen		Lichte	Kristen	Hummel		Weißwange		Wedler	W
I 5	II 10	II 24	II 35	II 44	III 5	IV 6	IV 16	IV 25	V 5	VI 5	VII 6	VII 1
Begriffe im Hochbau	Oberirdische Tankbauwerke	Stahlstützen in Betonfundamenten	Bauholz Gütebedingungen			Gips	Braunkohlenschlacke (Verwendung)				Decken	Ku-sch-ver
Sautter	Hasenjäger	Lücking	Graf			Graf	Hummel				v. Halasz	Ca
I 6	II 12	II 26	II 36	II 45	III 6	IV 7	IV 17	IV 26	V 6	VI 6	VII 7	VII 1
	Säure-schornsteine und Säurebau	Feuerschutz-türen *)	Stahl im Hochbau *)			Neue Bindemittel	Steinholz				Weiterentwicklung der Bemessungsgrundlagen	Be-zu-m
	Weishaar	Saenger	Keil			Hummel	Charisius				Rüsch	G
I 7	II 13	II 27	II 37	II 46	III 7	IV 9	IV 18	IV 27	V 7	VI 7	VII 10	VII 2
	Schwingungsfragen im Bauwesen	Holzschutz im Hochbau	Frei-stehende Schornsteine			Kalksandsteine	Glasfließen				Spannstähle und Spannverfahren	Be-rip-st
	Rausch	Wedler	Weishaar			Saenger	Stahl				Bührer	Wo
I 8	II 14	II 28	II 38	II 47	III 8	IV 10	IV 19	IV 28	V 8	VI 8	VII 12	VII 2
	Bauen im Erdbeben-gebiet	Schallschutz im Hochbau	Verbund-träger im Hochbau			Mauerziegel	Glasbausteine				Beton-treppen	
	Briske	Wedler	Klingenberg			Mittag	Albrecht				Mittag	
I 9	II 15	II 29	II 39	II 48	III 9	IV 11	IV 20	IV 29	V 9	VI 9	VII 13	VII 2
	Fliegende Bauten	Wasserdruckhaltende Dichtungen				Naturstein-Werkstücke	Asbest-zement-zeugnisse				Frei-leitungs-maste	
	Wießner	Schäfer				Paulus	Mittag				Burget	

RUHENDE II 1 Stahlleichtbau II 17 Belastung des Baugrundes IV 1 Hohlblocksteine
AUSSCHÜSSE: II 2 Knicksicherheit im Stahlbau II 18 Drahtputzdecken
II 5 Gerüste II 21 Mauerwerk
II 6 Wärmeschutz im Hochbau II 22 Fördergerüste im Bergbau
II 7 Leichte Trennwände II 25 Verwendung von Leichtbauplatten
II 11 Wanddicken II 31 Sparsame Holzbalkendecken

VII 5 Fertigbau
VII 8 Ausbesserung beschädigter Stahlbeton
VII 9 geschütteter Leichtbeton
VII 11 Ziegelsplitt

*) Gemeinsame Ausschüsse mehrerer Arbeitsgruppen oder Fachnormenausschüsse

vesen im DNA

18. Fassung: März 1954

Vorsitzender: Min.-Rat Professor Dr.-Ing. E. h. Wedler

tsstelle: Bamberg, Kasernstraße 1 (Postanschrift: Bamberg 4, Postschließfach 43)

VIII	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI	XVII	XVIII
Stahlbau	Städtebau und Landesplanung	Baugrund	Hochbau	Landwirtschaftliches Bauwesen	Haustechnik	Wärmewirtschaft	Straßen	Straßen- und Wegbrücken	Industriebau
Hoppe	Wambsganz	Lohmeyer	Balser	Schneemann	Mengeringhausen	Holch	Koester	Klingenberg	Henn

	VIII 10	X 1	XI 2	XII 2	XIII 1	XIV 1	XV 1	XVI 1	XVII 2	XVIII 1
au- se	Geschweißte Stahlhochbauten *)	Begriffe	Boden- und Gesteinsarten Körnungen	Bau- beschläge	Gärfutter- behälter	Grundfragen der Haustechnik	Haus- schorn- steine *)	Arbeiten in Öffentlichen Straßen	Stählerne Straßenbrücken Berechnungsgrundlagen *)	Achsen- abstände und Geschoßhöhen
har	Kollmar	Gutschow	Dienemann	Schuch	Cords	Neubert	Wedler		Klingenberg	Henn
	VIII 11	X 2	XI 3	XII 4	XIII 2	XIV 4	XV 2	XVI 2	XVII 4	XVIII 2
nster iren rgen		Bestandsaufnahme u. Hilfsmittel	Versuche und Versuchsgeräte	Baukosten	Dungstätten	Gesundheits- technische Geräte	Schornstein- verschlüsse	Einordnung der Versorgungsleitungen	Leicht- fahrbahnen	Dach- neigungen
ag		Hellrung	Siedeck	Weber	Cords	Köhler	Bröcker		Klingenberg	Henn
	VIII 12	X 3	XI 4	XII 5	XIII 3	XIV 6	XV 3	XVI 3	XVII 5	XVIII 3
maße o- u. stahl stände		Planzeichen	Berechnungs- verfahren	Dachrinnen und Abfallrohre	Stallfenster Stalltüren Scheunentore	Elektrische Anlagen in Hochbauten		Bord- schwellen und -steine	Geschweißte vollwandige Straßenbrücken *)	Türen und Tore im Industriebau
har		Wambsganz	Schultze	Stiefel	Wickop	Dürbeck		Scharlibbe		Rettig
	VIII 13	X 4	XI 7	XII 6	XIII 4	XIV 8	XV 4	XVI 4	XVII 6	XVIII 4
profile ose sung		Art und Maß der baulichen Ausnutzung	Fachausdrücke und Formelzeichen	Rolläden	Stall- einrichtungen	Lüftung innenliegender sanitärer Räume			Verbundträger-Straßenbrücken	Überbaute Flächen von Hallen
ss		Schöning	Jelinek	Kauffmann	Beggerow	Schachner			Klingenberg	Henn
	VIII 14	X 5	XI 8	XII 7	XIII 5	XIV 9	XV 5	XVI 5	XVII 7	XVIII 5
chutz- a *)		Planungsrichtlinien		Dachdeckung	Stall-Klima	Küchenlüftung			Überwachung Prüfung von Brücken	Sanitäre Anlagen und Umkleide- räume
ger		Jobst		Mittag	Cords	Schachner			Schnecke	
	VIII 15	X 6	XI 9	XII 8	XIII 6	XIV 10	XV 6	XVI 6	XVII 8	XVIII 6
hl a bau *)				Wirtschaftlichkeitsberechnung	Bäuerliche Hauswirtschaftsräume	Müllbeseitigung im Hause			Stählerne Straßenbrücken Bauliche Gestaltung *)	Verkehrswege
il				Enderlein		Schachner			Fuchs	
	VIII 16	X 7	XI 10	XII 9	XIII 7	XIV 11	XV 7	XVI 7	XVII 9	XVIII 7
erne Ben- ken nungs- tung *)				Bauablauf	Hühnerställe	Küche / Bad			Straßenbrücken Abmessungen	
nberg				Rettig	Scheelhaase	Großmann				
	VIII 16	X 8	XI 11	XII 10	XIII 8	XIV 12	XV 8	XVI 8	XVII 10	XVIII 8
erne Ben- ken liche agen *)					Dachbinder f. landwirtsch. Bauten	Waschräume und Waschanlagen				
chs					Beidatsch	Köhler				
	VIII 18	X 9	XI 12	XII 11	XIII 9	XIV 13	XV 9	XVI 9	XVII 11	XVIII 9
weißte andige Ben- ten *)										

IX Lehm-
bau

XI 1 Belastung des Baugrundes
XI 6 Bodenuntersuchungen

XIV 2 Hausanschlußraum
XIV 3 Zählernischen
XIV 5 Ofen und Herde
XIV 7 Gasanlagen

XVII 1 Massive Brücken
Berechnungs-
grundlagen
XVII 3 Lastannahmen

XII 1 Geschoßhöhen Treppensteigungen
XII 3 Umbauter Raum, Wohnflächen

Verschiedenes.

Prof. Schlötzer 70 Jahre alt.

Der emeritierte ord. Professor für Geodäsie der Techn. Hochschule Karlsruhe, Dr.-Ing. Adolf Schlötzer, feierte am 10. Juni 1954 in erfreulicher geistiger und körperlicher Rüstigkeit seinen 70. Geburtstag.

Berichtigung

zu dem Aufsatz Th. Hummel und Rombold: **Der Wiederaufbau der Sulzbachtalbrücke.** Der Bauingenieur 29 (1954) S. 163—176.

In der Zusammenstellung der äußersten Randspannungen auf Seite 172, rechte Spalte, Zeile 8 bis 13 von oben, muß es heißen:

- $\sigma_{bo} = 15,3 \text{ kg/cm}^2$ Zug im Beton der Fahrbahnoberfläche,
- $\sigma_{bu} = 23,6 \text{ kg/cm}^2$ Zug an der Unterseite der Fahrbahnplatte,
- $\sigma_{eo} = 2033 \text{ kg/cm}^2$ Zug an der Oberseite der Hauptträger,
- $\sigma_{eu} = 2576 \text{ kg/cm}^2$ Zug an der Unterseite der Hauptträger.

Zuschrift

zu dem Aufsatz Jacoby: **Die Lastverteilung auf die Pfähle eines Pfahlrostes.** Bauingenieur 29 (1954) S. 47.

Herr Prof. Jacoby hat als Beispiel für sein neues Berechnungsverfahren ein Pfahlrostsystem gewählt, an dem die Richtigkeit seiner Ergebnisse leicht bestätigt werden kann. Wenn, wie im vorliegenden Sonderfalle, nur 1 Schrägpfehl vorhanden ist, ergibt sich eine sehr einfache Berechnung. Der Schrägpfehl muß allein die gesamte Horizontalkraft aufnehmen, seine Belastung ist damit endgültig festgelegt. Er wird in der weiteren Berechnung nur dadurch berücksichtigt, daß seine Kraftkomponenten als äußere Kräfte eingesetzt werden, wobei H aufgehoben wird. Die elastische Formänderung oder gar Überbeanspruchung des Schrägpfehles äußert sich nur in der Größe der Verschiebung des Systems, nicht aber in der Belastung der anderen Pfähle. Diese, die durch das starre Mauerwerk verbunden sind, werden als gemeinsamer Querschnitt aufgefaßt, dessen Schwerachse und Trägheitsmoment zu bestimmen sind, indem man für den Einzelquerschnitt jedes Pfahles $F' = F'_c E / F_c l E_c$ oder bei gleichen Pfählen $F' = 1$ einsetzt. Dann ist jede Pfahlkraft $P_n = F'_n \cdot \{V / \sum F' + M \cdot e_n / I\}$. So erhält man sehr schnell dieselben Pfahlkräfte wie im Aufsatz, vielleicht sogar etwas genauer, weil der Rechnungsweg wesentlich kürzer ist.

Bei dem 2. Beispiel (Anordnung des Schrägpfehles am Pfahlkopf 2) ist ein Versehen unterlaufen. Auch in dieser Lage des Schrägpfehles verschwindet das Moment nicht, sondern bleibt mit $M = 11,66 \text{ tm}$ bestehen, wenn die Lage von N mit $a = 0,65 \text{ m}$ beibehalten wird. Die Pfahlkräfte werden $= 6,77, 4,06, 1,36, -1,69$ und $39,53 \text{ t}$, wie nach beiden Verfahren übereinstimmend errechnet ist. Um $M = 0$ und damit die gleiche Belastung aller senkrechten Pfähle $= 2,625 \text{ t}$ zu erzielen, müßte der Pfehl 5 bei $a = 0,49 \text{ m}$ angreifen, wie sich aus folgender Rechnung ergibt:

Die Schwerachse der 4 senkrechten Pfähle liegt bei

$$e_1 = (0,8 + 1,6 + 2,5) : 4 = 1,225 \text{ m}$$

$$P_5 \cdot \cos \alpha = 3 H = 37,5 \text{ t}$$

$$M = 48,0 (1,225 - 0,65) - 37,5 x = 0$$

$$x = 27,60 : 37,5 = 0,735 \text{ m vom Schwerpunkt}$$

$$a = 1,225 - 0,735 = 0,49 \text{ m vom Pfehl 1.}$$

Das vereinfachte Berechnungsverfahren läßt sich auch auf Pfahlroste anwenden, die aus mehreren gleichgerichteten Schrägpfehlen und nur einem andersgerichteten Pfehl bestehen, wenn man ein Achsenkreuz wählt, dessen eine Achse in Richtung der vielen Schrägpfehle verläuft. E. Krey, Berlin.

Erwiderung.

Das in meinem Aufsatz angeführte Beispiel dient nur dazu, die Anwendung meines Berechnungsverfahrens zu erläutern. In dem Sonderfall des Beispiels mit nur einem Schrägpfehl, der die ganze waagrechte Kraft allein aufnimmt, lassen sich die Pfahlkräfte auf die einfache, von Dipl.-Ing. Krey mitgeteilte Weise ermitteln, nicht aber die Verschiebung des Bauwerks. Wegen des arithmetischen Fehlers bei der Ausrechnung des zweiten Beispiels verweise ich auf meine bereits erschienene Berichtigung 29 (1954) S. 200. Edgar Jacoby, Lübeck.

Berichtigung.

Brinch-Hansen: **Earth Pressure Calculation.** In der Buchbesprechung BAUINGENIEUR 29 (1954) S. 198, muß der Verleger richtig heißen: Kopenhagen: Technischer Verlag, Ingenieurhaus, 1953.

Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE), Ausgabe 1951.

Hinweis auf Berichtigungsblatt 1, gültig vom 1. April 1954 an.

Zur Ausgabe 1951 der BE, Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken — Dienstvorschrift 804 der Deutschen Bundesbahn — ist ein vom 1. April 1954 an gültiges Berichtigungsblatt 1 erschienen. Es enthält neben überwiegend förmlichen Berichtigungen auch einige sachliche Berichtigungen oder Ergänzungen. Auch die inzwischen herausgekommenen kleineren Änderungen der DIN 4114, Stahlbau Stabilitätsfälle, B11 und B12 (Anhang II der BE) sind aufgenommen worden.

Das Berichtigungsblatt 1 kann bei den Drucksachenlagern der Bundesbahndirektionen zum Preis von 0,40 DM/Stück bezogen werden.

Modellversuche für die Bogenmauer Lumiei.

(Zuschrift zum Bericht in Der Bauingenieur 28 (1953) S. 402)

Herr Dr.-Ing. Carlo Semenza, Direktor und Technische Direktor der Adriatischen Elektrizitätsgesellschaft Venedig (S.A.D.E.), bittet zu berichtigen bzw. zu ergänzen, daß nicht er, wie aus oben genanntem Artikel geschlossen werden kann, der alleinige Erfinder der Perimetralfuge an Staumauern ist. Der Gedanke daran geht in Italien schon lange Zeit zurück und wurde von Ingenieur Scalabrini für die Staumauer Rocchetta ernstlich erörtert. Die erste Anwendung einer solchen Fuge, wenn auch noch nicht in der heutigen Form, wurde von den Ingenieuren Scalabrini und Nicolai an der Kuppelmauer Osigletta ausgeführt. Die zweite Anwendung erfolgt dann an der Lumiei-Mauer der S.A.D.E., unter der technischen Leitung von Semenza, der auch für weitere Verwendungen eintrat (Val Gallina, Pieve di Cadore, La Valle). Als Initiator und Berater ist dabei noch Prof. Oberti zu nennen. Der Grundgedanke und die Ausführung der Perimetralfuge bei Staumauern ist somit Gemeinschaftsarbeit einer ganzen Anzahl von Ingenieuren.

W. Herberg, Bensheim a. d. B.

Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber.)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 80 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichen Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

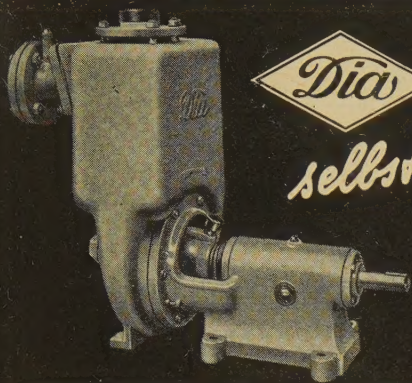
1000 Weserhütte-Bagger seit 1951.

Am 18. Mai 1954 lief in den Maschinenhallen der Weserhütte, Bayreuth, im 110. Jahr ihres Bestehens der 1000. Bagger seiner Wiederaufnahme der Fertigung im Jahre 1950 vom Band. Diese Tatsache gewinnt um so mehr an Gewicht, als die Weserhütte zuer-



Der 1000. Bagger ist ein Universalbagger vom Typ „Pionier“.

durch Bomben und Demontage schwer geschädigt wurde und noch heute rd. 70 % der Produktionsanlagen durch die Besatzungsmächte beschlagnahmt sind. Bemerkenswert ist noch, daß rd. 50 % der Produktion an Baggern, Zerkleinerungsmaschinen, Aufbereitungsmaschinen sowie Maschinen für die Grobkeramik und Transportanlagen dem Weltmarkt zugeführt werden.



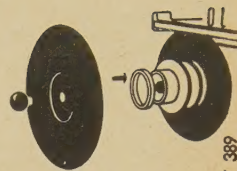
Zentrifugal-**PUMPE**

selbstansaugend

bis 8 m
für Abwasser
und Dickstoffe

HAMMELRATH & SCHWENZER
PUMPENFABRIK KG. • DÜSSELDORF/100

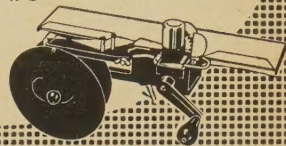
Das Umstellen des
Tesaborder-
Einfäßapparates



von der bisher üblichen Bandbreite 13 mm
auf die neue Norm 10 mm erfordert
ein kleines Zusatzteil. Dieses ist jetzt
durch alle Büro- und Zeichenbedarfs-
geschäfte zu beziehen. — Mit Tesa-
borde eingefäßt sind Zeichnungen, Pläne
und Papiere strapazierbar!

BEIERSDORF HAMBURG

Tesaborde



**PLASTIMENT
PLASTOCRETE
BINDA
BETOWA
ANTISOL**

VACUUM CONCRETE VERFAHREN
(General-Vertretung für das Bundesgebiet)

PLASTIMENT GMBH.
KARLSRUHE · POSTFACH 200 · TELEFON 9644

Rothe Erde

KUGEL-DREHVERBINDUNGEN

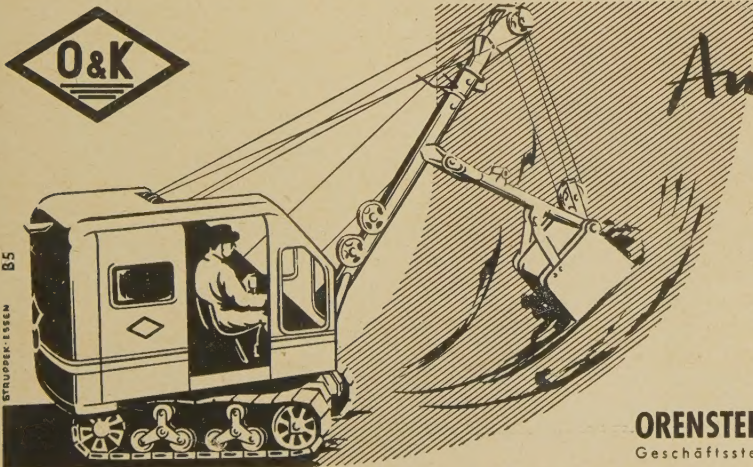
Deutsches Patent, Auslandspat. ang.

Doppelreihige-dreiteilige Kugellager zur Auf-
nahme hoher Axialkräfte und Kippmomente

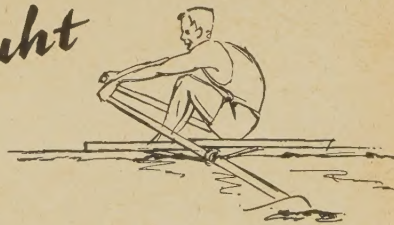
KEIN KÖNIGSZAPFEN MEHR!



EISENWERK Rothe Erde GMBH DORTMUND



Auf Draht



Überall führen Kraft und Leistungsreserve letzten Endes zum Erfolg.
Dem O & K - Kleinbagger Type L 051 gibt der robuste O & K - Diesel-
motor eine außergewöhnlich hohe Reißkraft von 5500 kg. O & K - Diesel-
motoren sind eigens für den rauen Dauerbetrieb im Bagger entwickelt;
sie bewähren sich seit vielen Jahren in allen O & K - Baggertypen.

Löffel 0,23 cbm für Hoch- und Tiefbaggerung verwendbar • Spezial-
löffel für Drainagearbeit • Greifer 0,2 - 0,3 cbm • Schleppschaufel
0,23 - 0,3 cbm • Kran 2 t Nutzlast • 25 PS O & K - Dieselmotor

ORENSTEIN-KOPPEL UND LÜBECKER MASCHINENBAU A

Geschäftsstellen: Berlin • Dortmund • Frankfurt/M. • Hamburg • Köln • München • Stuttgart

STELLENANGEBOTE

Werk der chemischen Großindustrie Süddeutschlands
sucht

Holzfachmann

mit abgeschlossener Hochschulbildung zur Unterstützung
des Betriebsführers der Holzwerkstättenbetriebe, im
Alter bis zu 45 Jahren.

Erforderlich ist eine gründliche Werkstatt- und Bau-
stellen-Praxis in Zimmerei, Schreinerei, Glaserei, Ge-
rüstbau und möglichst auch auf dem Gebiet des Korro-
sionsschutzes; ferner Kenntnis der Verdingung und Ab-
rechnung von Unternehmerarbeiten dieser Fachgebiete.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften, Referenzen und Angabe der Gehaltsansprüche erbeten unter „Der Bauingenieur 1032“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Große Baugesellschaft in Südwest-Deutschland sucht

Bauingenieur (Akademiker)

nicht unter 40 Jahren als Leiter des technischen Büros mit großen Erfahrungen in der Baupraxis und in der technischen und statischen Bearbeitung von konstruktiven Ingenieurbauten (auch moderne Bauweisen, Verbundbau, Spannbeton usw.). Außerdem einen

Bauingenieur (Akademiker)

als Niederlassungsleiter in Stuttgart, mit guten Verbindungen zu öffentlichen und privaten Bauherren im Südweststaat, gewandt in Verhandlung und Auftragswerbung, selbständiger Kalkulator. Herren, die diesen Anforderungen entsprechen, werden gebeten, ihre Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen zu richten unter „Der Bauingenieur 1031“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Werksarchitekt

für größeres Hüttenwerk gesucht; bis 45 Jahre alt, energische Herren, die den Umgang mit Unternehmern gewohnt sind, Dipl.-Ing. des Bauingenieur- oder Architekturwesens Bedingung. Bewerbungen mit Lichtbild und Zeugnisabschriften unter „Der Bauingenieur 1029“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

OMS Lieferung - Planung KLÄRANLAGEN

DEUTSCHE ABWASSER-REINIGUNGS-GES. M. B. H.,
STÄDTEREINIGUNG · WIESBADEN, FERNRUF 25666 und 28276

Dialen

SPERR-
ANSTRICHE

schützen Mauerwerk, Beton und Eisen
gegen Feuchtigkeit u. aggressive Wässer

Flüresit

DICHTUNGS-
MITTEL

machen Beton und Mörtel wasserdicht
— als Pulver, Paste und flüssig

ORGANA-Bautenschutz-GmbH, Bochum-Gerthe

Der Dammbau

Grundlagen und Geotechnik der Stau- und Verkehrsdämme

Von Dr.-Ing. **Karl Keil**, Professor für Ingenieur-geologie und Geotechnik an der Hochschule für Verkehrswesen in Dresden. Zweite völlig neu bearbeitete Auflage. Mit 600 Abbildungen. XVI, 580 Seiten Gr.-8°. 1954. Ganzleinen DM 69,—.

Inhaltsübersicht:

1. Teil: **Grundlagen**. 1. Abschnitt. Einleitung. 2. Abschnitt. Der Dammkörper. I. Der Verkehrsdamm. II. Der Staudamm. III. Die hydrodynamische Beanspruchung des Staudammes. IV. Der Böschungswinkel an Dämmen. 3. Abschnitt. Die Dammbaustoffe. 4. Abschnitt. I. Die physikalischen Eigenschaften der Dammbaustoffe. II. Die mechanischen Eigenschaften der Gesteine als Dammbaustoffe. 5. Abschnitt. Die Grundlagen der Dammbauorganisation. — 2. Teil: **Geotechnik**. 6. Abschnitt. Der Einbau der Dammbaustoffe. I. Die Anforderung der Erdbaustoffe und Ausführung der Schüttung. II. Der Einbau der Massen auf trockenem Wege. III. Die Geräte für die künstliche Verdichtung. IV. Der Einbau und die Verdichtung auf nassem und naßmechanischem Wege. V. Entwicklungsfragen der Verdichtungsgeräte. VI. Künstliche Verdichtung und Kostenfrage. VII. Das Leistungsverzeichnis. 7. Abschnitt. Die Gütekontrolle des Dammbaus (Dammbauüberwachung). Aufgabe und Grundlagen. I. Während der Ausführung. II. Überwachung der Arbeitsvorgänge. III. Die Nachprüfung der Verdichtung. 8. Abschnitt. Die Dammsetzungen und Dammverschiebungen. I. Dammsetzungen. II. Dammverschiebungen. III. Die Setzungsmessungen. IV. Messungen waagerechter Verschiebungen. V. Weitere Messungen an Dämmen. 9. Abschnitt. Die Gefahren und Schäden im Dammbau. I. Ursachen. II. Geotechnische Folgen für den Dammbau. III. Der Sicherheitsgrad im Dammbau. IV. Dammanschluß an Kunstbauwerke. 10. Abschnitt. Die Beziehungen zwischen Damm und Untergrund. I. Verkehrsdämme. II. Staudamm und Baugrund. 11. Abschnitt. Ursachen und Verhütung von Dammbrüchen. I. Die Ursachen der Dammkatastrophen. 12. Abschnitt. Der Deichbau. — Die Dammbaugeschichte. — **Literaturverzeichnis. Sachverzeichnis.**

Theoretische Bodenmechanik

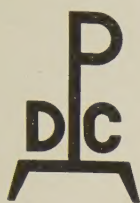
Von Dr.-Ing. **Karl Terzaghi**, o. Prof. an der Harvard-Universität Cambridge, Massachusetts, USA. Übersetzt und bearbeitet nach der fünften amerikanischen Auflage von Dr.-Ing. Richard Jelinek, Technische Hochschule, München. Mit 153 Abbildungen. XVIII, 505 Seiten Gr.-8°. 1954. Ganzleinen DM 48,—.

Inhaltsübersicht:

Allgemeine Grundlagen der theoretischen Bodenmechanik: Einleitung. Die Bruchbedingungen der Böden. Plastische Grenz-zustände in einer den Halbraum erfüllenden Masse. Anwendung der theoretischen Grundlagen auf praktische Aufgaben. — **Die Brucherscheinungen in idealen Böden:** Gewölbewirkung in idealen Böden. Stützwandaufgaben. Der Erdwiderstand. Tragfähigkeit. Standsicherheit von Böschungen. Erddruck auf Baugruben-, Tunnel- und Schachtaussteifungen. Verankerte Spannwände. — **Die mechanische Wirkung des Wassers im Boden:** Die Wirkung der Porenwasserströmung auf die Gleichgewichtszustände in idealem Sand. Konsolidierungstheorie. Kapillarkräfte. Die Mechanik des Wasserentzuges. — **Elastizitätsaufgaben der Bodenmechanik:** Bettungs- und Pahlwiderstandstheorien. Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes. Theorie elastischer Schichten und elastischer Keile auf starrer Unterlage. Schwingungsaufgaben. — **Anhang.** Einflüsse der lotrechten Spannungen im elastisch-isotropen Halbraum bei Belastung der Oberfläche. — **Literaturverzeichnis. Namenverzeichnis. Sachverzeichnis.**

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÜTTINGEN · HEIDELBERG

Schwierige Grundbauten



Druckluftgründungen
Pfahlgründungen
Baugrund-Untersuchungen

Dr.-Ing. **PAPROTH & CO.**
Krefeld — Berlin — Winsen-L.

KNAUF
GIPS
verbürgt
Qualität

Taschenbuch für Druckluftbetrieb

Herausgegeben von **FMA/POKORNY**, Frankfurter Maschinenbau A.-G., vorm. Pokorny & Wittekind, Frankfurt a. M. Siebente, neubearbeitete Auflage von H. Feigenspan und J. Pesch. Mit 276 Abbildungen. XII, 351 Seiten Kl.-8°. 1954. Gebunden DM 18,—.

Inhaltsverzeichnis:

Geleitwort. — Geschichtliche Entwicklung der Drucklufttechnik. — **I. Thermodynamik:** Gasgesetze. Zustandsänderungen. Entropie. Ausströmen von Gasen aus Düsen. — **II. Kompressoren:** Bedeutung der technischen Ausdrücke. Arten der Kompressoren. Kolbenkompressoren. — **III. Kompressoranlagen:** Stationäre Kompressoranlagen. Fahrbare Kompressoranlagen. Meßverfahren zur Bestimmung der Liefermenge von Kompressoren. — **IV. Druckluftwerkzeuge, -maschinen und -geräte:** Schlagende Druckluftwerkzeuge. Drehende Druckluftwerkzeuge. Druckluftgeräte, Lufteinlaß- und -abschlußorgane für Druckluftwerkzeuge und -maschinen, Druckluftarmaturen und -schläuche. Anwendungsgebiete der Druckluftwerkzeuge, -maschinen und -geräte und sonstige Verwendung von Druckluft. Betriebsanweisungen. Wirtschaftszweige, die Druckluftgeräte verwenden. — **Literaturverzeichnis.** Nachschlagetafeln. — **Sachverzeichnis.**

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GUTTINGEN · HEIDELBERG

Trockene Wetterseiten
durch
CERESIT 33
nicht sichtbare Aussenimprägnierung
auf Siliconbasis
WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH. UNNA i.W.

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder - Union 3“, „Hoesch 3“ und „Krupp KN III“ in den Längen von 3 bis 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden



BIBER zum PUTZ
GABRIT fürs EISEN
VEROL fürs HOLZ
DURSIT aufs DACH

GUSTAV A. BRAUN BIBERWERK
KÖLN · STUTTGART · HAMBURG

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651



...noch besserer Beton...

PROLAN

Betonverflüssiger

HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK


HOCHBAUKRANE
HÜTTENWERK SONTHOFEN
ALLGÄU

Statik der rahmenartigen Tragwerke. Von Prof. Dr.-Ing. **J. Pirlet**, Köln, ehem. Honorarprofessor der Technischen Hochschule Aachen. Mit 80 Abbildungen im Text und 5 Tafeln in einer Tasche. VII, 168 Seiten. Gr.-8°. 1951. Ganzleinen DM 24.—

Die Methoden der Rahmenstatik. Aufbau, Zusammenfassung und Kritik. Von Dr.-Ing. habil. **Otto Luetkens**. Mit 38 Abbildungen und 9 Zahlentafeln. VII, 281 Seiten. Gr.-8°. 1949. DM 33.—; Ganzleinen DM 36.—

Rahmentragwerke und Durchlaufträger. Von Dr.-Ing. habil. **Richard Guldán**, o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover. Fünfte, unveränderte Auflage. Mit 435 Textabbildungen und 58 Tafeln. XV, 359 Seiten. Gr.-8°. 1952. (Springer-Verlag, Wien) Ganzleinen DM 33.60

Stabilitätsprobleme der Elastostatik. Von Dr.-Ing. habil. **Alf Pflüger**, Professor an der Technischen Hochschule Hannover. Mit 389 Abbildungen. VIII, 339 Seiten. Gr.-8°. 1950. Ganzleinen DM 34.50

Die Methode der Festpunkte. Von **Ernst Suter**. Vereinfachtes Verfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Konstruktionen mit Beispielen aus der Praxis, insbesondere von Stahlbetontragwerken. Dritte, neubearbeitete Auflage von Dipl.-Ing. **Ernst Traub**. Mit 232 Abbildungen und 7 Tafeln. XII, 216 Seiten. Gr.-8°. 1951. Ganzleinen DM 21.—

Kreuzwerke. Statik der Trägerroste und Platten. Von Dr.-Ing. **Hellmut Homberg**, Berat. Ingenieur für Brückenbau, Hagen i. W. (Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues, Heft 8.) Mit 66 Abbildungen. VIII, 101 Seiten. 4°. 1951. DM 15.—

Berechnung von einfachen und mehrfachen Rautenträgern. Von Dr.-Ing. **Maria Eßlinger**, Saarbrücken. (Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues, Heft 9.) Mit 72 Abbildungen. VII, 117 Seiten. 4°. 1953. DM 15.—

Zur genaueren Berechnung der Fahrbahn-Längsträger stählerner Eisenbahnbrücken. Von Dr.-Ing. **Camillo Popp**, München. (Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues, Heft 10.) Mit 26 Abbildungen und 8 Tafeln. IX, 62 Seiten. 4°. 1954. Steif geheftet DM 12.—

Hochbauten der Eisenbahn. Von Dipl.-Ing. **Richard Spröggel**, Reichsbahndirektor a. D., Hannover. (Handbibliothek für Bauingenieure, Neue Reihe.) Mit 266 Abbildungen. VII, 215 Seiten. Gr.-8°. 1954. Ganzleinen DM 31.50

Hochbaukonstruktionen. Rechnungsbeispiele aus der Praxis. Von Dipl.-Ing. **Richard John**, Stadtbaurat a. D., Salzburg. Mit 181 Textabbildungen und 47 Tafeln. VII, 208 Seiten. Gr.-8°. 1952. (Springer-Verlag, Wien.) Ganzleinen DM 27.—

Technische Hydro- und Aeromechanik. Von Dr.-Ing. habil. **Walther Kaufmann**, o. Professor der Mechanik an der Technischen Hochschule in München. Mit 254 Abbildungen. VIII, 352 Seiten. Gr.-8°. 1954. Ganzleinen DM 36.—

Hydraulik ihre Grundlagen und praktische Anwendung. Von o. Professor Dr. **Josef Kozeny**, Vorstand des Institutes für Hydraulik, Siedlungswasserwirtschaft, Verkehrswasserbau und landwirtschaftlichen Wasserbau, Technische Hochschule Wien. Mit 544 Textabbildungen. XI, 588 Seiten. Gr.-8°. 1953. (Springer-Verlag, Wien.) Ganzleinen DM 88.—

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Dieses Heft enthält je eine Beilage der Firmen Beton-Spritz-Maschinen G. m. b. H., Hamburg, und Spezialmaschinenfabrik Futura A. Wagenbach & Cie., Wuppertal-Elberfeld.

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund; für den Anzeigenteil: Günter Holtz, Berlin W 35
Druck: Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 11. Reg.-Nr. 115. — Springer-Verlag, Berlin - Göttingen - Heidelberg — Printed in Germany